



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**DISERTACIÓN DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**“COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO A LA RESONANCIA
ENTRE ESTRUCTURAS CON MUROS DE CORTES DUALES Y
ESTRUCTURAS CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO PARA UN
SUELO TÍPICO DE QUITO”**

AUTOR:

JONATHAN ALEXIS BADILLO LASCANO

DIRECTOR:

ING. JUAN CARLOS GARCÉS

QUITO – ECUADOR

2015

DEDICATORIA

A mi padre José Luis que con sus consejos y experiencia me ha ayudado a lo largo de la carrera

A mi madre Alexandra que con su paciencia y fortaleza me ha impulsado a seguir adelante

A mi hermana Mishel que con su presencia y apoyo se ha convertido en mi mejor amiga.

A mi hermana Priscila que con sus ocurrencias ha hecho más gratos mis días.

AGRADECIMIENTO

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador por formar profesionales bien capacitados

A los ingenieros docentes que comparten su conocimiento y sabiduría

A mis amigos con los cuales hemos vivido buenas y malas experiencias

RESUMEN

La resonancia es un fenómeno que ocurre en el momento que el periodo de vibración de un sistema es igual o coincide que el periodo de vibración de la fuerza que actúa sobre el sistema. Si la estructura entra en resonancia los esfuerzos y desplazamientos se amplifican enormemente dando lugar a posibles daños estructurales y colapsos.

El objetivo de esta disertación de grado es la comparación de los periodos de vibración, dinámicos y estáticos, de estructuras con muros de corte y estructuras con pórticos resistentes a momento versus el periodo natural de vibración de los diferentes tipos de suelos que existen en la ciudad de Quito

Esta comparación ayudará a determinar cuál de los dos tipos de estructuras presenta una mayor vulnerabilidad para entrar en resonancia y por ende establecer qué tipo de estructura debería evitarse construir en un determinado tipo de suelo.

Para el análisis de las estructuras se utilizaron las normas que brindan parámetros y especificaciones de diseño sismo resistente, dichas normas son la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y la ACI 318-14. En cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales se tomaron un promedio de las dimensiones normalmente usadas en el medio.

Existe un proyecto el cual estudió y analizó el suelo de Quito y determinó la existencia de 20 microzonas, cada una con un periodo natural de vibración diferente.

Con este proyecto la comparación se pudo llevar a cabo y se pudo conocer qué tipo de estructura presenta riesgo de entrar en resonancia.

En cuanto a la obtención del periodo de vibración dinámico de las estructuras se utilizó el programa de análisis estructural Robot de Autodesk cuyos resultados tuvieron que ser interpretados bajo el criterio sismo resistente presentado en la NEC y la ACI 318-14.

Finalmente se realizaron las tablas comparativas entre sistemas estructurales y tipos de suelo con la determinación de qué tipo de estructura presenta riesgo de entrar en resonancia se expondrán en esta disertación.

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	iv
TABLA DE CONTENIDOS	vi
INDICE DE GRAFICOS.....	ix
INDICE DE TABLAS.....	xii
INDICE DE ECUACIONES	xiv
CAPÍTULO I MARCO TEÓRICO	1
1.1 RIESGO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE QUITO	1
1.1.1 Sismo	1
1.1.1.1 ¿Qué es un sismo?.....	1
1.1.1.2 Origen de los sismos.	1
1.1.1.3 Componentes de un sismo.....	6
1.1.1.4 Medición de los sismos.	9
1.1.2 Riesgo sísmico	13
1.1.3 Vulnerabilidad de Quito	16
1.2 SUELOS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN.....	19
1.2.1 Suelo.....	19
1.2.1.1 ¿Qué es un suelo?.....	19
1.2.1.2 Estratigrafía del suelo de Quito.....	24
1.2.1.3 Tipos de suelos en Quito.....	28
1.2.1.4 Periodos de vibración de los suelos en Quito.....	31
1.3 TIPOS DE ESTRUCTURACIÓN	37
1.3.1 Estructuras a base de pórticos resistentes a momento	38
1.3.2 Estructuras a base de muros de corte	38
1.3.3 Estructuras duales	38
1.3.4 Estructuras en forma tubular.....	39
1.4 MUROS DE CORTE DUALES	39
1.5 PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO	44
CAPÍTULO II ESTUDIO DE LAS DISPOSICIONES DE LA	
NORMA NEC - NORMA ECUATORIANA DE LA	
CONSTRUCCIÓN.....	47
2.1 FILOSOFÍA TRADICIONAL DE DISEÑO SISMO RESISTENTE ..	47
2.1.1 Sismo de diseño	47
2.1.2 Niveles de amenaza sísmica	47
2.1.3 Efectos sísmicos.....	48
2.1.4 Objetivos y niveles de desempeño sísmico	48
2.1.5 Requisito del diseño sismo resistente	49
2.2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS	51
2.2.1 Diseño basado en las fuerzas laterales (DBF).	51
2.2.2 Secciones agrietadas	52

2.2.3 Modelos de análisis de las fuerzas sísmicas usados con el DBF.....	53
2.2.4 Cortante basal de diseño V	55
2.2.4.1 Factor de importancia (I)	57
2.2.4.2 Aceleración espectral (Sa).....	58
2.2.4.2.1 Periodo de vibración de la estructura (T).....	58
2.2.4.2.2 Coeficientes de amplificación o deamplificación dinámica de perfiles de suelos Fa , Fd y Fs	60
2.2.4.2.3 Factor de zona sísmica (Z)	62
2.2.4.2.4 Curvas de peligro sísmico.	65
2.2.4.3 Coeficiente de reducción de respuesta (R).....	69
2.2.4.4 Factor de configuración en planta (ØP)	71
2.2.4.5 Factor de configuración en elevación (ØE).....	72
2.2.4.6 Carga reactiva por sismo (W)	74
2.2.5 Distribución vertical de fuerzas laterales.....	75
2.2.6 Combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales y dirección de aplicación.	76
2.2.7 Momentos torsionales horizontales	76
2.2.8 Efectos P-Δ	77
2.2.9 Procedimientos dinámicos de cálculo de fuerzas sísmicas.....	79
2.2.10 Control de la deriva de piso	79
2.3 Diseño en hormigón armado	81
2.4 Elementos en flexión	82
2.4.1 Diseño por flexión.	83
2.4.2 Refuerzo longitudinal y estribos.	83
2.5 Elementos a flexo-compresión.	86
2.5.1 Refuerzo longitudinal y estribos.	86
2.6 Muros estructurales.	89
2.6.1 Muros estructurales, MVIw ≥ 2	89
2.6.2 Muros estructurales, MVIw ≤ 2	91
CAPÍTULO III APLICACIÓN DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN PARA EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS	92
3.1 Dimensionamiento de los elementos estructurales.....	92
3.2 Aplicación de la norma para la modelación de las estructuras	93
3.2.1 Secciones agrietadas	94
3.2.2 Cortante basal estático (V)	95
3.2.2.1 Selección Importancia (I)	96
3.2.2.2 Cálculo Aceleración espectral (Sa)	97
3.2.2.2.1 Mapa de zonificación sísmica	97
3.2.2.2.2 Curvas de peligro sísmico	105
3.2.2.3 Coeficiente de reducción de respuesta estructural (R).....	109
3.2.2.4 Factor de configuración en planta (ØP)	111
3.2.2.5 Factor de configuración en elevación (ØE).....	112
3.3 Modelación de la estructuras usando el programa de diseño Robot	117

3.3.1 Presentación de los resultados del programa Robot	126
CAPITULO IV ¿QUÉ ES RESONANCIA?	157
4.1 Resonancia en estructuras civiles	159
4.2 Gráficos comparativos.....	160
CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	219
5.1 CONCLUSIONES.....	219
5.2 RECOMENDACIONES	220
BIBLIOGRAFIA.....	222

INDICE DE GRAFICOS

Gráfico. Mapa de ubicación de placas tectónicas	2
Gráfico. Subducción de placas tectónicas.....	3
Gráfico. Ubicación epicentro e hipocentro.	6
Gráfico Ondas primarias (P)	7
Gráfico. Ondas secundarias (S).....	8
Gráfico. Ondas Rayleigh (R)	8
Gráfico. Ondas Love (L).....	9
Gráfico. Isosistas del terremoto de San Juan, Argentina	11
Gráfico. Tipos de consistencia.....	21
Gráfico. Crecimiento de la ciudad de Quito.....	24
Gráfico. Estratigrafía típica de del suelo de Quito.....	27
Gráfico. Zonificación básica de Quito	29
Gráfico. Tipos de suelo del DMQ.....	31
Gráfico. Microzonificación de los suelos de Quito.....	33
Gráfico. Deflexiones debidas a las cargas por efecto del viento.....	42
Gráfico. Modos de vibración por cargas sísmicas	43
Gráfico. Rótulas plásticas en edificios aporticados.....	46
Gráfico. Mapa de zonificación sísmica (explicativa).....	63
Gráfico. Curvas de peligro sísmico para Quito.....	66
Gráfico. Diagrama de aceleración espectral.	68
Gráfico. Cuantías de acero permitidas en vigas.....	84
Gráfico. Espaciamientos en traslapes de vigas.....	85
Gráfico. Espaciamiento general de vigas.....	86
Gráfico. Espaciamiento general en columnas.....	87
Gráfico. Confinamiento con estribos.....	89
Gráfico. Diagrama de trabajo del muro estructural.....	90
Gráfico. Ubicación de Quito en el mapa de zonificación sísmica.....	101
Gráfico. Diagrama de aceleración espectral según el mapa de zonificación sísmica.....	105
Gráfico. Selección de valores en las curvas.....	107
Gráfico. Diagrama de aceleración espectral según curvas de peligro sísmico.....	107
Gráfico. Comparación entre los espectros obtenidos.....	108
Gráfico. Determinación de la resistencia del hormigón.....	118
Gráfico. Determinación de la norma de diseño del hormigón.....	118
Gráfico. Determinación de las normas de análisis.....	119
Gráfico. Dimensionamiento de columnas.....	119
Gráfico. Dimensionamiento de vigas.....	120
Gráfico. Dimensionamiento de losas	120
Gráfico. Edificio con pórticos resistentes a momento de 30 pisos.....	121
Gráfico. Definición de los estados de carga.....	121
Gráfico. Ajustes del análisis dinámico.....	122
Gráfico. Creación de análisis dinámicos sísmicos.....	123
Gráfico. Carga Muerta (CM)	123
Gráfico. Carga Viva (CV).....	124
Gráfico. Carga reactiva.....	124
Gráfico. Calcular.....	125

Gráfico. Periodos de vibración dinámico y participación modal	125
Gráfico. Cortante basal dinámico.....	125
Gráfico. Derivas de piso	126
Gráfico. Vibración forzada amortiguada.	158
Gráfico. Interpretación de resultados.	161
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F1	162
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F2	163
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F3	164
Gráfico. Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F4	165
Gráfico. Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F5	166
Gráfico. Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F6	167
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F7	168
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q1	169
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q2n.....	170
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q2s	171
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q3.....	172
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q4.....	173
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q5.....	174
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona L1	175
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona L2	176
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzonas L3n y L3s.....	177
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona L4	178
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona L5	179
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F1	180
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F2	181
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F3	182
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F4	183
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F5	184
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F6	185
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F7	186
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q1	187
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q2n	188
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q2s.....	189
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q3	190
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q4	191
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q5	192
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona L1	193
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona L2.....	194
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzonas L3n y L3s	195
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona L4.....	196
Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona L5.....	197
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F1	198
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F2	199
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F3	200

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F4	201
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F5	202
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F6	203
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F7	204
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q1	205
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q2n	206
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q2s	207
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q3	208
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q4	209
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q5	210
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona L1	211
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona L2	212
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzonas L3n y L3s	213
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona L4	214
Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona L5	215

INDICE DE TABLAS

Tabla. Escala Mercalli Modificada	10
Tabla. Magnitud de sismos.	12
Tabla. Velocidad de onda de corte en las microzonas de Quito	36
Tabla. Periodos de vibración de suelos tipo F.	37
Tabla. Periodos de vibración de suelos tipo L.	37
Tabla. Periodos de vibración de suelos tipo Q.	37
Tabla. Niveles de amenaza sísmica.....	47
Tabla. Filosofía tradicional de diseño sismo resistente.....	49
Tabla. Coeficiente de importancia (I)	57
Tabla. Coeficientes C_t y α	59
Tabla. Tipo de suelo y factores de sitio F_a	60
Tabla. Tipo de suelo y factores de sitio F_d	61
Tabla. Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s	61
Tabla. Zona sísmica y valores de factor Z	63
Tabla. Factor r	67
Tabla. Factor η	67
Tabla. Coeficiente de reducción de respuesta (R).....	70
Tabla. Configuración estructural de planta ($\emptyset P$).	72
Tabla. Configuración estructural en elevación ($\emptyset E$).....	73
Tabla. Control de derivas de piso.....	80
Tabla. Ubicación de rótulas plásticas en edificios.	81
Tabla. Dimensiones de los elementos estructurales.	92
Tabla. Valores de las cargas.....	93
Tabla. Selección del coeficiente de importancia (I).....	96
Tabla. Selección de coeficientes C_t y α para estructuras con pórticos resistentes a momento.	98
Tabla. Periodos obtenidos por análisis dinámico y estático de estructuras con pórticos resistentes a momento.	99
Tabla. Periodos obtenidos por análisis dinámico y estático de estructuras con muros de corte.	99
Tabla. Selección de coeficientes C_t y α para estructuras con muros de corte.	100
Tabla. Selección de zona sísmica y valores de factor Z	101
Tabla. Selección de tipo de suelo y factores de sitio F_a	102
Tabla. Selección de tipo de suelo y factores de sitio F_d	102
Tabla. Selección de tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s	102
Tabla. Selección del factor r	104
Tabla. Selección del factor η	104
Tabla. Valores para las curvas de peligro sísmico.	106
Tabla. Selección del coeficiente de reducción de respuesta para estructuras con pórticos resistentes a momento.	109
Tabla. Selección del coeficiente de reducción de respuesta para estructuras con muros de corte.	110
Tabla. Selección de la configuración estructural de planta.	112
Tabla. Selección de la configuración estructural en elevación.	114

Tablas. Coeficientes C_s de estructuras no agrietadas.....	115
Tablas. Coeficientes C_s de estructuras agrietadas.....	115
Tabla. Determinación del cortante basal de estructuras con pórticos resistentes a momento no agrietadas.	116
Tabla. Determinación del cortante basal de estructuras con pórticos resistentes a momento agrietadas.	116
Tabla. Determinación del cortante basal de estructuras con muros de corte no agrietadas.	117
Tabla. Determinación del cortante basal de estructuras con muros de corte agrietadas.	117
Tabla. Resultados del comportamiento de las estructuras en el suelo tipo F.....	216
Tabla. Resultados del comportamiento de las estructuras en el suelo tipo Q.	217
Tabla. Resultados del comportamiento de las estructuras en el suelo tipo L.....	218

INDICE DE ECUACIONES

Ec. 1	21
Ec. 2	22
Ec. 3	22
Ec. 4	22
Ec. 5	50
Ec. 6	50
Ec. 7	56
Ec. 8	59
Ec. 9	59
Ec. 10	66
Ec. 11	66
Ec. 12	67
Ec. 13	67
Ec. 14	68
Ec. 15	68
Ec. 16	71
Ec. 17	72
Ec. 18	74
Ec. 19	75
Ec. 20	75
Ec. 21	75
Ec. 22	75
Ec. 23	77
Ec. 24	78
Ec. 25	78
Ec. 26	80
Ec. 27	84
Ec. 28	84
Ec. 29	88
Ec. 30	88
Ec. 31	90
Ec. 32	90
Ec. 33	96
Ec. 34	96
Ec. 35	96
Ec.36	96
Ec. 37	97
Ec. 38	98
Ec. 39	98
Ec. 40	99
<i>Ec. 41</i>	103
<i>Ec. 42</i>	103
Ec. 43	103
Ec. 44	103

Ec. 45	103
Ec. 46	103
Ec. 47	104
Ec. 48	104
Ec. 49	109
Ec. 50	111
Ec. 51	112
<i>Ec. 52</i>	115
<i>Ec. 53</i>	115

CAPÍTULO I MARCO TEÓRICO

1.1 RIESGO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE QUITO

1.1.1 Sismo

1.1.1.1 ¿Qué es un sismo?

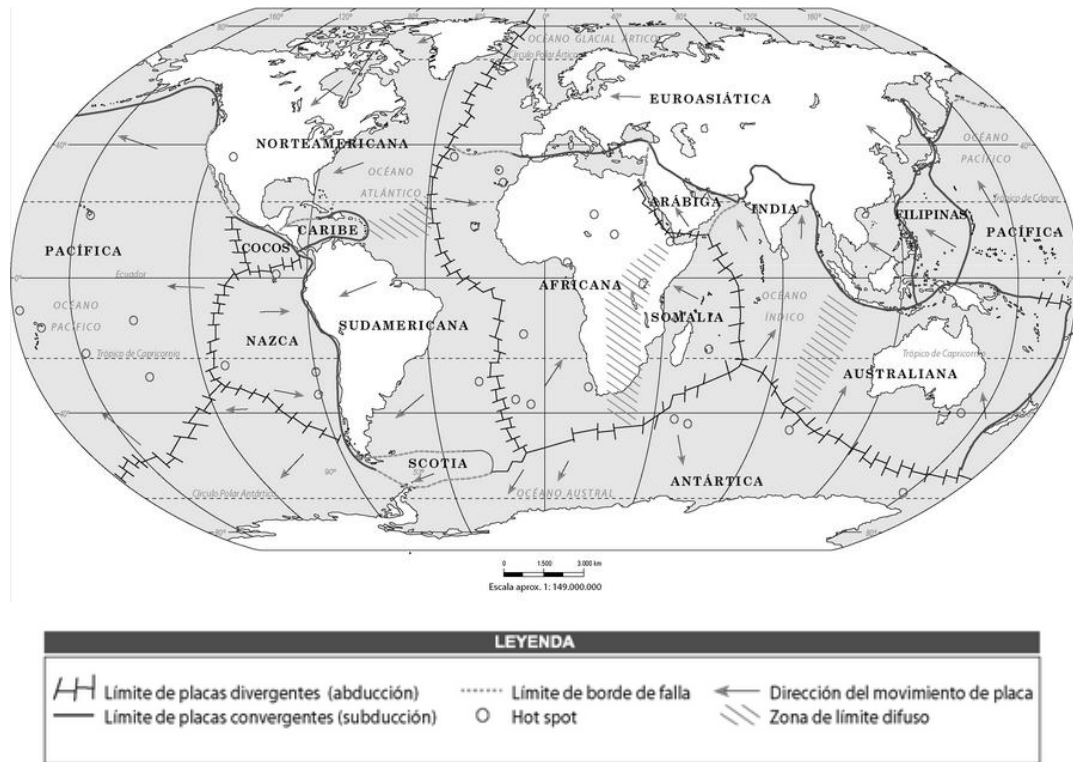
Sismo o terremoto es la excitación de la corteza terrestre producida por la liberación súbita de energía acumulada en forma de ondas que se propagan en todas las direcciones. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 40)

1.1.1.2 Origen de los sismos.

Los sismos se producen por tres razones:

Origen Tectónico: Son sismos originados por el movimiento de la litosfera por medio del desplazamiento de colosales bloques de roca sólida llamadas placas tectónicas las cuales se encuentran cubriendo todo el planeta. Existen 28 placas tectónicas en el mundo siendo 10 las más representativas por su tamaño, entre ellas las placas de Nazca y de Sudamérica cuyo estudio es de gran interés para el Ecuador. Con un espesor que varía entre los 25km a 70km la energía producida por el choque entre estas placas originan los sismos. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 42)

Gráfico. Mapa de ubicación de placas tectónicas



Fuente: http://www.curriculumenlineamineduc.cl/605/articles-27009_recurso_jpg.jpg

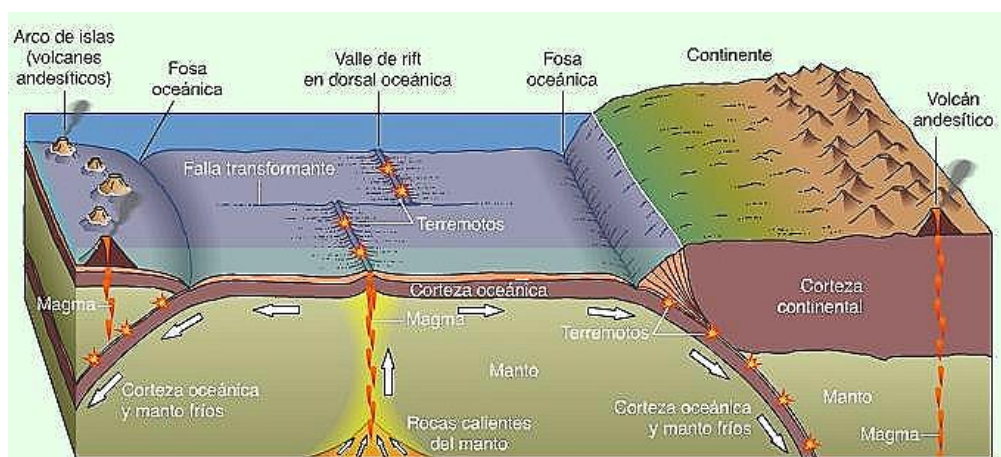
El fenómeno de subducción ocurre en la convergencia entre placas y es cuando una placa tectónica se mete debajo de otra generando una falla. En este proceso la placa que subduce cambia sus propiedades físicas y químicas a medida que se va profundizando debido a que la temperatura y la presión aumentan transformándola de estado sólido a líquido, es decir que la placa se destruye. Generalmente estos fenómenos de subducción están presentes en las fosas oceánicas y generan grandes cadenas montañosas, un claro ejemplo es el de la cordillera de Los Andes. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 44)

En las proximidades de las fallas existe acumulación de esfuerzos los cuales llegan a sobrepasar la resistencia a la rotura de la roca ocasionándole fatiga, produciendo una

ruptura en cadena y desplazamiento en la extensión de la falla. Se genera una reacción opuesta entre ambos lados de la falla dando lugar al foco de las ondas sísmicas. Eventualmente pueden quedar esfuerzos que no han sido liberados en la primera ruptura, estos esfuerzos darán paso a rupturas secundarias lo que se traduce en sismos leves o réplicas. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 45)

Existe otro fenómeno que ocurre cuando las placas divergen entre sí o existe una fisura que atraviesa todo su ancho creando dorsales marinas en las cuales abundan volcanes submarinos. Los volcanes submarinos expulsan magma desde la astenósfera haciendo que la placa tectónica se expanda obligando a que converja con otra placa para generar la subducción creando así un ciclo de generación y destrucción. El siguiente gráfico lo explica claramente.

Gráfico. Subducción de placas tectónicas.



Fuente: <http://metalurgiaunmsm.wordpress.com/2012/07/29/escalas-de-magnitud-para-sismos/>

Origen Volcánico: Se producen por las erupciones volcánicas que emiten materiales sólidos, líquidos y gaseosos. Estos procesos son ocasionados por la acumulación de

energía subterránea, la cual al ser liberada genera fisuras en la corteza terrestre conocidos como volcanes. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 47)

Al pasar el magma por las rocas que conforman la placa tectónica puede producir fracturas ocasionando sismos. Otra causa sería la ruptura de la lava fría que actúa como tapa en la chimenea del volcán ya que un repentino rompimiento de esta capa liberaría súbitamente la presión acumulada generando una explosión de proporciones considerables. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 47)

Los sismos son registrados y leídos en equipos llamados acelerógrafos los cuales reciben información de equipos telemétricos localizados estratégicamente en las cercanías del volcán, dependiendo de la curva que generen en el acelerógrafo se clasifican en 3 grupos:

1. Sismos volcano-tectónicos que están asociados a fracturación o ruptura de la placa como respuesta a cambios de esfuerzos en zonas activas por el movimiento del magma. (IBÁÑEZ Y CARMONA, 2)

https://www.uclm.es/profesorado/egcardenas/SISMICIDAD_VOLCANICA%5B1%5D.pdf

2. Sismos de largo periodo que se atribuyen a la resonancia en grietas o cavidades debido al cambio de presión del magma en los volcanes. (IBÁÑEZ Y CARMONA, 4)

https://www.uclm.es/profesorado/egcardenas/SISMICIDAD_VOLCANICA%5B1%5D.pdf

3. Tremor volcánico que se caracteriza por producir ondas persistentes y prolongadas en el tiempo. (IBÁÑEZ Y CARMONA, 6)

https://www.uclm.es/profesorado/egcardenas/SISMICIDAD_VOLCANICA%5B1%5D.pdf

Origen por impacto: Son producidos por explosiones de bombas (nucleares) en la superficie, hundimientos, impacto de meteoritos, minería, entre otras. La humanidad es la principal causante de estos temblores al perforar las placas tectónicas y probar sobre la Tierra armas de destrucción masiva. Generalmente son sismos pequeños pero con un alto riesgo de daños en las placas. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 48)

Un claro ejemplo de esto es el de Atolón de Mururoa perteneciente a Francia y que fue lugar de 179 pruebas nucleares desde 1966 hasta 1996. En 1979 una bomba causó el corrimiento de rocas submarinas creando una falla de 2 km de longitud lo cual creó sismos pequeños, en 1995 explotaron 6 de 8 bombas atómicas, cada una provocó una explosión equivalente a 20.000 toneladas de TNT, en la quinta explosión la Tierra comenzó a temblar.

(<http://www.elespectador.com/impreso/internacional/articuloimpreso-mururoa-recuerdos-de-un-paraiso-nuclear>)

Al explotar una bomba nuclear en un lugar confinado (caverna o perforación subterránea), la presión aumenta súbitamente llegando a superar miles de veces la presión atmosférica y la temperatura es tan alta que evapora a la roca creando una cavidad. La energía de compresión al chocar con las paredes de la caverna formada

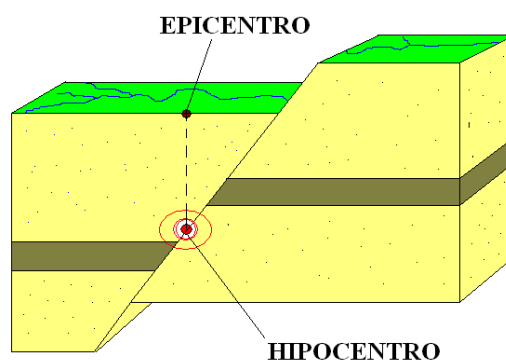
crea ondas sísmicas que se propagan en todas las direcciones creando sismos. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 49)

1.1.1.3 Componentes de un sismo.

Foco o hipocentro: Es el lugar exacto donde la falla se rompe para causar el sismo, generalmente se encuentra a cierta profundidad dentro de la Tierra. Desde este punto las ondas sísmicas se propagan hacia afuera en todas las direcciones. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 12)

Epicentro: Es el punto sobre la superficie de la Tierra que se encuentra directamente sobre el hipocentro. Por el hecho de que el epicentro se encuentra más cerca al foco que cualquier otro punto sobre la superficie, este presenta más excitación y daño. (LOAIZA y NAVAS, 1991: 12)

Gráfico. Ubicación epicentro e hipocentro.



Fuente:

http://seisan.sgc.gov.co/RSNC/index.php?option=com_content&view=article&id=49&Itemid=61

Ondas: Existen las ondas de cuerpo (P y S) que transmiten la energía del sismo a la superficie pero que tienen poco poder destructivo y son las primeras en llegar, las ondas superficiales (R y L) se demoran en llegar y debido a su baja frecuencia incitan resonancia en los edificios convirtiéndolas en ondas de gran poder destructivo. A continuación se las define:

(http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/Ondas.html)

- 1) Ondas primarias (P): Son ondas que comprimen y dilatan alternadamente al suelo que se encuentra en la dirección de la onda, pueden viajar a través de cualquier material y son ondas longitudinales. Su velocidad varía entre los 350 m/s a 5000 m/s.

(http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/Ondas.html)

Gráfico Ondas primarias (P)



Fuente:

http://www.cienciasfera.com/materiales/biologiageologia/cienciatierra/tema11/21_ondas_ssmicas.htm

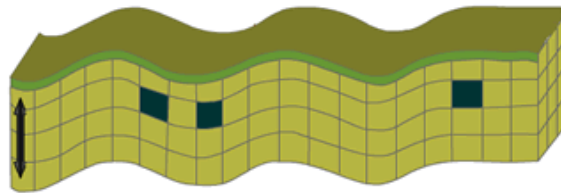
1

- 2) Ondas secundarias (S): Estas ondas desplazan perpendicular y alternadamente hacia arriba y hacia abajo al suelo en la dirección de la onda, son ondas de

corte y pueden viajar a través de cualquier material excepto líquidos ya que estos no transmiten esfuerzos de corte. Tienen mayor amplitud y fuerza que las ondas P.

(http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/Ondas.html)

Gráfico. Ondas secundarias (S).



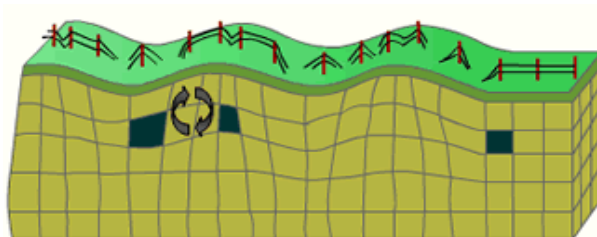
Fuente:

http://www.cienciasfera.com/materiales/biologiageologia/cienciatierra/tema11/21_ondas_ssmicas.html

- 3) Ondas Rayleigh (R): Cuya amplitud máxima se encuentra en la superficie de la Tierra y su movimiento sobre el suelo es parecido al de una onda elíptica que actúa perpendicularmente en la dirección del movimiento.

(http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/Ondas.html)

Gráfico. Ondas Rayleigh (R)

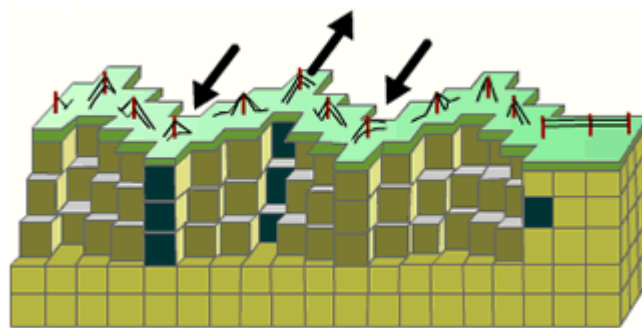


Fuente:

http://www.cienciasfera.com/materiales/biologiageologia/cienciatierra/tema11/21_ondas_ssmicas.html

- 4) Ondas Love (L): Son ondas que actúan en forma de sierra sobre la superficie, es decir, al igual que las ondas S generan un vaivén cortante pero en dirección horizontal al suelo. Desarrollan un mayor movimiento en la superficie de la Tierra afectando principalmente a lugares con cambio de rigideces.

Gráfico. Ondas Love (L).



Fuente:

http://www.cienciasfera.com/materiales/biologiageologia/cienciatierra/tema11/21_ondas_ssmicas.htm

1

1.1.1.4 Medición de los sismos.

Existen dos escalas para clasificar a un sismo según su tamaño:

Intensidad: depende directamente de los efectos que puede provocar un sismo. Estos efectos están relacionados a la vulnerabilidad de las estructuras, percepción de las personas, condiciones del terreno, distancia del epicentro, entre otras. Esta escala no se basa en registros sismográficos por lo cual su medición es subjetiva ya que al momento de valorar la intensidad se tiene que tomar en cuenta los daños producidos en las estructuras así como también los efectos en las personas. (MERINO y RÍOS, 1996: 18)

La escala de intensidad más utilizada es Mercalli Modificada (MM) que tiene 12 grados expresados en números romanos lo cual significa que es una escala cerrada y representada gráficamente se obtiene una línea recta en donde los números superiores representan el doble de intensidad que los números inferiores, como por ejemplo un sismo grado 12 es dos veces intenso que uno grado 6.

(<http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf>)

Tabla. Escala Mercalli Modificada

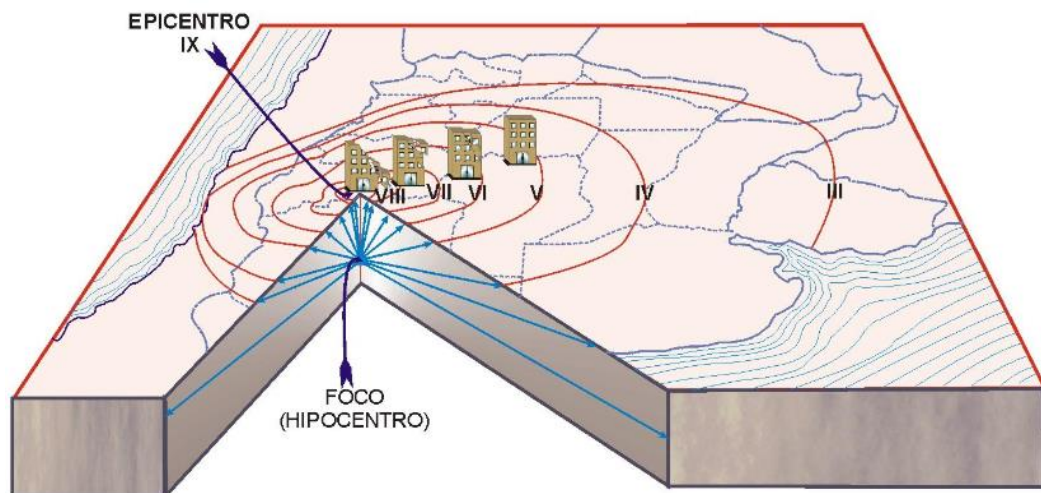
Escala modificada Mercalli	
I	No se advierte sino por pocas personas.
II	Se percibe por personas ubicadas en pisos superiores de los edificios.
III	Se percibe en los interiores de edificios y casas. Es posible estimar su duración.
IV	Los objetos colgantes oscilan visiblemente. Los automóviles detenidos se mecen. Crujen elementos de madera y ventanas.
V	La mayoría de personas lo percibe, tanto en el interior como en el exterior. Los objetos inestables se mueven o se vuelcan. Es posible estimar la dirección principal del sismo.
VI	Lo perciben todas las personas. Se siente inseguridad al caminar. Se rompen objetos de vidrio. Aparición de grietas. Hay temor y huyen hacia el exterior.
VII	Se experimenta dificultad para mantenerse en pie. Se producen daños en las estructuras mal construidas Se producen ondas en los lagos. Los terraplenes y taludes sufren pequeños desplazamientos.
VIII	Se producen daños considerables y derrumbe parcial en estructuras mal construidas. Aparición de grietas en estructuras bien construidas. Se rompen las ramas de los árboles. Aparecen grietas en terrenos con pendientes escarpadas.
IX	Destrucción total de estructuras mal construidas. Pánico general. Graves daños en estructuras bien construidas. Se pueden ver cimientos en la superficie. Aparición de grietas en suelos secos. Se quiebran las tuberías.
X	Se destruyen gran parte de estructuras (puentes, malecones, represas, vías, edificios). Se producen grandes deslizamientos de tierra en taludes. Rieles de vías férreas ligeramente deformadas.
XI	Muy pocas estructuras quedan de pie. Las tuberías están totalmente fuera de servicio. Los rieles del tren quedan fuertemente deformadas.
XII.	El daño es casi total. Se desplazan grandes masas de roca. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados.

Fuente: <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf>

Será indudable que para un mismo sismo la intensidad tendrá distintos valores dependiendo de la distancia al epicentro en donde se decida realizar el estudio de los efectos producidos tanto en estructuras como en personas. Existen límites llamados isosistas que delimitan las diferentes intensidades producidas por un mismo sismo dentro del área de afectación, estos límites son definidos ubicando lugares que hayan sufrido similares efectos y daños.

<http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf>

Gráfico. Isosistas del terremoto de San Juan, Argentina



Magnitud: está relacionada con la energía elástica liberada en el sismo, la energía se dispersa desde el foco en forma de ondas en todas las direcciones hasta llegar a la superficie. Es una medida instrumental que resulta en un valor único que se obtiene matemáticamente del análisis de los sismogramas. Existen varias escalas para su medición que son: (MCCALPIN, 1)

http://booksite.elsevier.com/9780123735768/casestudies/01~Appendix_1.pdf

1. La escala abierta de Richter (Magnitud Local, M_L): es la más utilizada al momento de medir la magnitud de un sismo, al ser una escala abierta quiere decir que no tiene límite superior ni inferior. Puesto que no posee un límite inferior pueden presentarse valores negativos, en tal caso no se toman en cuenta ya que quiere decir que la energía liberada ha sido muy pequeña. Esta escala describe una curva logarítmica y sus valores se expresan en números decimales. Sin embargo presenta errores en la lectura para valores mayores a 6.5 ya que se "satura" debido a la combinación de las características instrumentales (sismógrafos) y a la dependencia de medir solo la amplitud de un solo pico de corta duración en el sismograma. (MCCALPIN, 1)

Tabla. Magnitud de sismos.

Magnitud Richter	Equivalencia de energía en TNT	Referencias
-1,5	1 g	Rotura de una roca en una mesa de laboratorio
1,0	170 g	Pequeña explosión en una construcción
1,5	910 g	Bomba convencional de la II Guerra Mundial
2,0	6 kg	Explosión de un tanque de gas
2,5	29 kg	Bombardeo a la ciudad de Londres
3,0	181 kg	Explosión de una planta de gas
3,5	455 kg	Explosión de una mina
4,0	6 t	Bomba atómica de baja potencia
4,5	32 t	Tornado promedio
5,0	199 t	Terremoto de Albolote, Granada, España, 1956
5,5	500 t	Terremoto de Little Skull Mountain, Nevada, US, 1992
6,0	1270 t	Terremoto de Double Spring Flat, Nevada, Us, 1994
6,6	31550 t	Terremoto de Northridge, California, US, 1994
7,0	199000 t	Terremoto de Hyogo-Ken Nanbu, Japón, 1995
7,5	1000000 t	Terremoto en Pisco, Perú, 2007
8,0	6270000 t	Terremoto de México, 1985
8,5	31,55 millones de t	Terremoto de Anchorage, Alaska, US, 1964
9,2	220 millones de t	Terremoto del Océano Índico, 2004
9,6	260 millones de t	Terremoto de Valdivia, Chile, 1960
10,0	6300 millones de t	Falla de San Andrés
12,0	1 billón de t	Fractura de la Tierra por el centro.

Fuente: <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf>

2. Magnitud de onda superficial (M_S): Fue creada para solucionar el problema de la escala de Richter (utiliza los mismos parámetros y condiciones) para valores superiores a 6.5, midiendo el pico de la amplitud de las ondas superficiales que tengan periodos de 20 segundos. Esta escala es utilizada en comparaciones empíricas de magnitud versus longitud de ruptura del sismo. Si bien esta escala corrige valores mayores a 6.5 tiende a "saturarse" en valores mayores a 8 debido a la cantidad de información recolectada en el sismograma que tiene que ser analizada. (MCCALPIN, 2)

http://booksite.elsevier.com/9780123735768/casestudies/01~Appendix_1.pdf

3. Magnitud de momento (M_W): En lugar de medir los picos de los sismogramas esta escala está ligada al momento sísmico de un terremoto. El momento sísmico representa más directamente la cantidad de energía liberada ya que se basa en datos como: valores estimados del movimiento de la superficie, área de afectación del sismo, rigidez al corte de la roca afectada, etc. Esta escala no presenta errores en valores altos pero su aplicación es más compleja ya que necesita datos muy específicos. Todos los sismos deberían ser leídos por medio de esta escala. . (MCCALPIN, 3)

http://booksite.elsevier.com/9780123735768/casestudies/01~Appendix_1.pdf

1.1.2 Riesgo sísmico

El Ecuador está situado en lo que se denomina Cinturón de Fuego el cual se encuentra en la mayoría de los países cuyas costas limitan con el océano Pacífico.

Según estudios es a través de este cinturón que el 85% de la energía sísmica del planeta se libera en forma de maremotos y terremotos principalmente. Por esta razón el nivel de actividad sísmica en el país es relativamente alto existiendo frecuentemente sismos con magnitud mayor a 5. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 3)

La ciudad de Quito se encuentra sometida a sismos severos de subducción ya que es conocido que la placa de Nazca subduce debajo de la placa de Sudamérica siendo la principal fuente de sismos en el país, asimismo se encuentra sometido a sismos cuyo hipocentro está ubicado en el callejón interandino. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 3)

Adicionalmente se conoce que la ciudad está asentada sobre una falla cuyo plano se encuentra paralelo a todo el largo de la ciudad, esta es una falla inversa, es decir, que Quito sube con respecto del valle de Tumbaco. (AGUIAR R., 2013: 22)

La ciudad de Quito en toda su historia ha experimentado en más de 25 ocasiones sismos cuyas magnitudes han sido mayor a 6. Los ocurridos en 1587, 1755, 1797, 1868 y 1949 (el más severo) tuvieron su foco en las fallas del callejón interandino y han producido intensidades mayores a 7. En 1987 ocurrieron dos sismos cuyas magnitudes fueron de 6.1 Ms y 6.9 Ms, sus hipocentros estaban ubicados en la provincia del Napo y a 25 km al norte del volcán El Reventador, respectivamente. Estos sismos tomaron la vida de aproximadamente 1000 personas en todo el país y causó fuertes pérdidas económicas. (AGUILERA Y REINOSO, 1996: 31)

El “Proyecto para el manejo del riesgo sísmico” fue realizado en 1994 por la Escuela Politécnica Nacional (EPN), Geohazard International de California, Oyo Corporation de Japón y el Municipio de Quito. Este estudio realiza un análisis de los sismos ocurridos en los últimos 500 años y especula acerca de las consecuencias de varios eventos que podrían afectar a la ciudad. (AGUIAR R., 2013: 42)

Principalmente se han analizado tres focos de posibles sismos aunque, naturalmente, pueden existir más, el primero puede ser de magnitud 8,4 con epicentro fuera de la costa en Esmeraldas, a 200 km de distancia, el segundo de magnitud 7,3 a 80 km de distancia en el Oriente ecuatoriano y el tercero, mucho más cercano, con su epicentro en la mitad del mundo. A pesar de las diferentes distancias de los epicentros se estima que Quito los sentiría en similar magnitud dañando estructuras, calles, centros, etc. (AGUILERA Y REINOSO, 1996: 33)

Se ha puesto un mayor énfasis en el estudio del futuro sismo de Esmeraldas ya que según cálculos de los sensores del Instituto Geofísico (IG) el desplazamiento horizontal de la corteza terrestre podría ser de hasta 9 metros. Este cálculo parte del hecho de que el último evento de gran magnitud registrado en la zona ocurrió hace 104 años y adicionando la cantidad de centímetros que recorre la placa de Nazca hacia el continente.

Conociendo esto, lo más grave serían los desplazamientos de las laderas circundantes y el asentamiento de estructuras localizadas en el relleno de antiguas quebradas que sin dudas colapsarían parcial o completamente. Este trabajo se realizó precisamente

para alertar y dar parámetros al gremio profesional de los posibles sismos a los que está expuesta la ciudad, además de brindar información de los diferentes tipos de suelos que hay en Quito y sus periodos de vibración, un tema muy importante para la presente disertación. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 4)

1.1.3 Vulnerabilidad de Quito

Debido a la ubicación de Quito y según estudios realizados en todo el país se determinó que la ciudad está sujeta a elevados riesgos, no solamente sísmicos sino también naturales. La presencia de estructuras dentro la ciudad que son utilizadas por el ser humano generalmente no cumplen las normas de diseño sísmico que existen en el país, ya sea por la mala calidad de las normas de diseño o a la falta de control en su aplicación, proporcionando un riesgo adicional que no es tolerable ya que el deber de toda estructura es brindar seguridad a sus ocupantes.

Existen demasiadas incertidumbres en los estudios relacionados con el peligro sísmico en Quito y en el país, esto debido a la insuficiente información instrumental de las aceleraciones del terreno. Este problema aparece debido a que no se posee una adecuada red de acelerógrafos intercomunicados a una central. La falta de interés en el tema deriva en un insuficiente presupuesto para la renovación de los ineficientes acelerógrafos existentes con una tecnología caduca. Por tal motivo los códigos ecuatorianos para el diseño y construcción de estructuras se han visto en la necesidad de adoptar varios parámetros y leyes de otras regiones que no necesariamente se

concibieron bajo las mismas condiciones que existen en el país, como por ejemplo, las leyes de atenuación.

Por otra parte, el desarrollo económico ha causado un acelerado y desordenado crecimiento de Quito lo cual ha generado la construcción de estructuras de baja calidad y la ocupación de lugares muy vulnerables haciendo posible que en un evento sísmico el daño sea el mayor estimado. Asimismo existen zonas cuyas estructuras son construidas con criterio y en lugares planificados guiándose en el código de construcción pero que no están exentas a los efectos de un sismo pero si a un mejor comportamiento. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 4)

Los principales factores de la vulnerabilidad sísmica de Quito son:

1. Un código de construcción deficiente o no aplicado. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 4)
2. Implantación de estructuras en sitios tales como quebradas, rellenos de suelo blando, en pendientes inestables, etc. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 4)
3. La amplificación de las ondas sísmicas en el suelo no suele ser tomada en cuenta al momento del análisis o diseño de la estructura. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 4)

4. Poca participación de profesionales especializados en la construcción tales como ingenieros civiles o arquitectos. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 4)
5. Falta de planes de emergencia y planes de mitigación de daños. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 4)

Existen dos factores que definen el riesgo sísmico: la vulnerabilidad y la amenaza. La vulnerabilidad se define como el grado de daño de una estructura ante un posible movimiento sísmico del suelo. La amenaza es la probabilidad que ocurra un sismo en un tiempo y en un lugar determinado. Ambos factores son cuantitativamente altos en la ciudad. Como se sabe, no se pueden evitar los sismos razón por lo cual el factor en el que se puede trabajar para reducir los efectos del sismo en una estructura es la vulnerabilidad. (CRISAFULLI F., 2006:8)

El camino para la reducción de la vulnerabilidad en Quito es la concientización de los peligros a los que estamos sometidos, tanto al gremio profesional como a la ciudadanía. Es una iniciativa que tiene que involucrar desde leyes y políticas de estado hasta incentivar a la correcta construcción y legalización de estructuras pasando por la creación de una cultura de alerta y prevención, la cual estaría en capacidad de formular planes de emergencia y ponerlos en marcha si llegase a suceder el desastre. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 5)

Otra manera y posiblemente la más importante al momento de reducir la vulnerabilidad en la ciudad es el constante análisis y actualización de las normas de diseño sísmico por medio del estudio del comportamiento de las estructuras frente al movimiento del suelo y la interacción estructura-suelo, esto con el fin de proteger vidas humanas y reducir los daños ocasionados en los elementos estructurales.

1.2 SUELOS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN

Una vez que se conoce la magnitud del riesgo al que está sometida la ciudad de Quito es indispensable conocer los tipos de suelos que tiene la ciudad y el periodo de vibración de cada uno de estos para proceder a realizar un adecuado diseño estructural, ya que se tiene que tomar en cuenta las características del suelo en donde se apoya la estructura.

1.2.1 Suelo

1.2.1.1 ¿Qué es un suelo?

Edafológicamente se define como un cuerpo natural que está formado por una mezcla variable de minerales meteorizados y de materia orgánica en descomposición que presenta propiedades de soporte mecánico y sustento para la vegetación.
(<http://definicion.de/suelo/>)

Desde el punto de vista de la ingeniería civil es el material que constituye la corteza terrestre y el cual se divide en dos partes: roca y suelo. La roca es un material que está formado de minerales los cuales están fuertemente conectados por permanentes fuerzas cohesivas. Por su parte, el suelo es el agregado natural de roca meteorizada el cual no está sujeto a una cohesión tan grande como en las rocas, es decir, que es un material alterable y que presenta variadas características consecuencia de su origen, historia y ubicación. (<http://definicion.de/suelo/>)

La mayoría de estructuras sobre el planeta están asentadas sobre el suelo por lo cual fue necesario un estudio detallado de sus características tanto mecánicas como físicas, llegando a crear ensayos que agilicen su fácil identificación y la rápida estimación de sus propiedades. (<http://definicion.de/suelo/>)

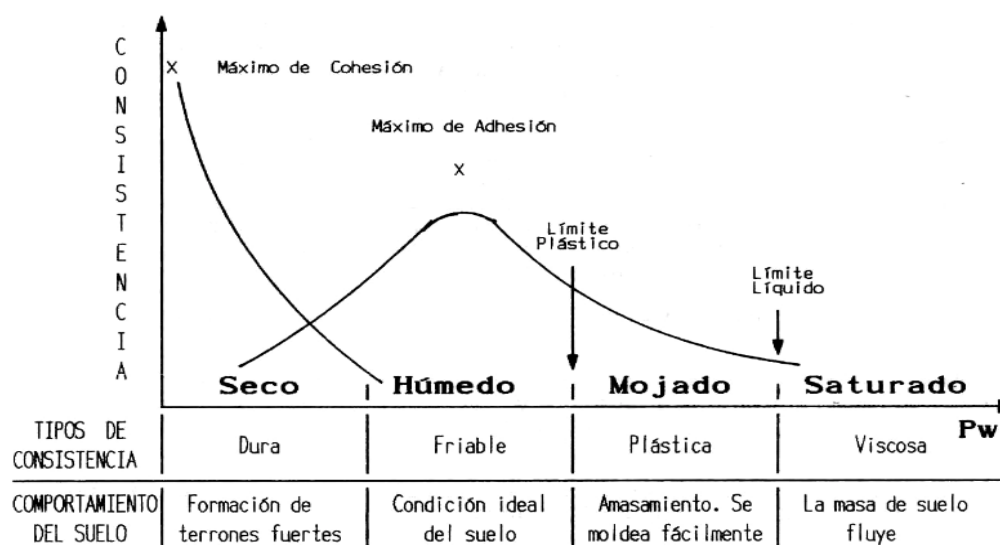
Se presentan algunos de los ensayos:

- **Consistencia y límites de Atterberg:** La geotecnia divide a los suelos en función a su contenido de humedad y los representa mediante los límites de Atterberg los cuales son: límite de retracción, límite plástico y límite líquido. Estos valores separan las diferentes consistencias del suelo de modo que el límite de retracción es el contenido de humedad en suelo de consistencia sólida, el límite plástico es el contenido de humedad en el estado plástico del suelo y el límite líquido es el contenido de humedad en un suelo de consistencia líquida. El contenido de humedad se expresa en % de agua en peso de suelo seco y el

ensayo de Atterberg es fácilmente aplicable ya que es un ensayo visual y de tacto que no necesita de equipos especializados.

(<https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3282/5/53973-5.pdf>, pag: 2)

Gráfico. Tipos de consistencia.



- **Índice de plasticidad (IP):** Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Es un parámetro importante al momento de realizar el estudio a la respuesta sísmica ya que influye directamente en las propiedades dinámicas de los suelos.

(<https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3282/5/53973-5.pdf>, pag: 3)

$$IP = W_L - W_P$$

Ec. 1

- **Índice de poros (η):** Es la relación entre el volumen de poros o vacíos con respecto al volumen de sólidos del suelo. Varía entre 0 y 1. Es un parámetro adimensional.

<http://uningenierocivil.blogspot.com/2011/03/densidad-porosidad-e-indice-de-vacios.html>

$$e = \frac{V_P}{V_S}$$

Ec. 2

- **Peso específico y densidad relativa:** El peso específico es la relación entre el peso total y el volumen total del suelo y se expresa en unidades de masa sobre unidades de volumen. La densidad relativa se deduce a partir del índice de poros. (<http://uningenierocivil.blogspot.com/2011/03/densidad-porosidad-e-indice-de-vacios.html>, pag 3)

$$\rho = \frac{W_T}{V_T}$$

Ec. 3

$$D_r = \frac{e_{Max} - e}{e_{Max} - e_{Min}}$$

Ec. 4

Estos son solo algunos de los ensayos para determinar las características que ayudarán a estimar si el suelo donde se apoyará la estructura es idóneo o no.

Asimismo se ha logrado determinar que el suelo es un amplificador de la aceleración sísmica debido a la diferencia de la impedancia entre dos superficies de contacto, es decir, la roca y el suelo. La diferencia de la impedancia depende de la densidad y velocidad de transmisión de las ondas sísmicas y es mayor en materiales jóvenes y menos consolidados.

(<https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3363/7/36067-7.pdf>, pag: 56)

Aparte de amplificar la aceleración produce una especie de “estancamiento” de las ondas sísmicas en el material con más baja impedancia provocando la amplificación de las frecuencias características. Los estratos de suelo ubicados sobre la roca trabajan como filtros de la energía de alta frecuencia convirtiéndola en energía de baja frecuencia la misma que al ser amplificada puede causar severos daños estructurales a edificaciones que tengan frecuencias naturales bajas como edificios altos y puentes. (<https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3363/7/36067-7.pdf>, pag: 57)

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) se obtuvieron los valores de la aceleración esperada en roca (Z) al momento de realizar un espectro de respuesta elástico, a dichos valores se les multiplicó por coeficientes que dependen del tipo de suelo sobre el cual está asentada la estructura y que simulan esa amplificación de la aceleración sísmica para preparar a la estructura de mejor manera.

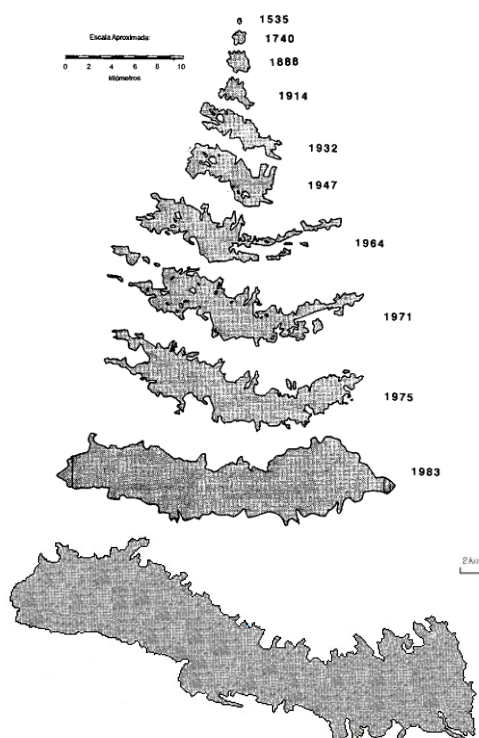
Cabe recalcar que la amplificación de la aceleración sísmica solo ocurre en suelos ya que según estudios pueden existir deamplificaciones si se tiene una roca de mejor

calidad en la superficie que la roca en la cual fue medida la aceleración esperada en el subsuelo.

1.2.1.2 Estratigrafía del suelo de Quito.

La ciudad de Quito está asentada en un pequeño valle localizado al Este del volcán Pichincha, este valle está compuesto por material volcánico, materiales originados por la meteorización de la roca, entre otros, formando un relleno de materiales sedimentarios. La expansión de Quito ha ocurrido de forma longitudinal debido a la barrera natural que presentan las montañas, las cuales han impedido que las personas urbanicen de forma masiva las laderas. (AGUIAR R., 2013: 25)

Gráfico. Crecimiento de la ciudad de Quito.



Fuente: <http://www.fao.org/docrep/w7445s/w7445s03.htm>

Al observar la figura se entenderá de mejor manera como ha sido el crecimiento de Quito a lo largo de su historia hasta llegar a la actualidad. Se ha calculado que el área de la ciudad es de aproximadamente 368 km^2 y con una población de 1 743 487 habitantes. Es la ciudad capital y la capital económica del Ecuador y por tal motivo debe cumplir con las regulaciones de diseño y construcción vigentes.

Se han recopilado datos de perforaciones y excavaciones, estudios geotécnicos, mecánica de suelos, estudios geológicos, etc. para intentar definir una estratigrafía para el suelo de Quito así como también identificar cada una de las características de las unidades geológicas. Estos datos son esenciales al momento de aplicar la modelación de la respuesta sísmica en los diferentes depósitos superficiales que posee la ciudad. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 19)

Todavía no se ha logrado identificar a que profundidad se encuentra la base rocosa de Quito motivo por el cual no se pueden estudiar las características de esta capa, pero se conoce que el ancho de la corteza terrestre, debajo de la ciudad, es de aproximadamente 50 kilómetros. Es en la corteza donde se encuentran las unidades geológicas que intentamos definir. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 19)

El sedimento volcánico se ha encontrado en perforaciones realizadas en el norte y sur de la ciudad no así en el centro en donde se encuentra en pocas cantidades. Esta capa está formada por capas de arena con piedra pómez intercaladas con capas de gravas,

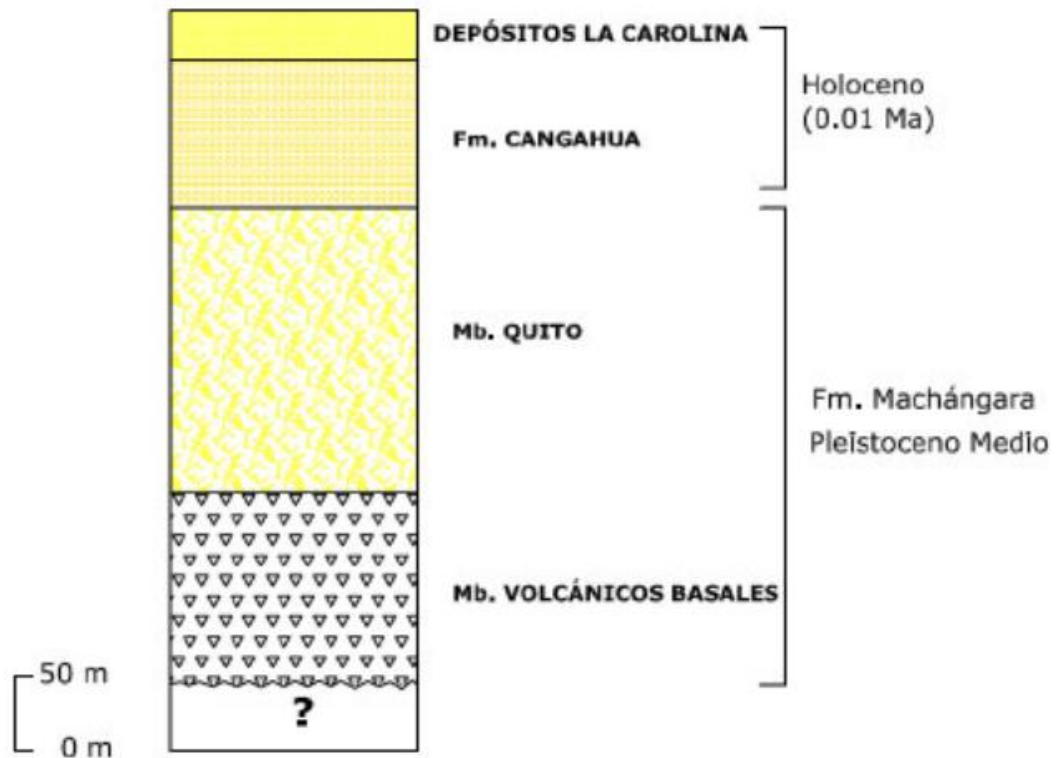
andesitas, limo y arcilla, el sedimento volcánico varía entre 140 a 60 metros de profundidad a lo largo de toda la ciudad. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 19)

Los depósitos lacustres, cuyo espesor es variable, son materiales transportados por ríos o quebradas y depositados en el fondo de lagos o lagunas. Se presentan generalmente en capas horizontales de pequeño espesor. Estos depósitos están constituidos a base de conglomerados finos, ceniza, arena arcillosa, capas vegetales y capas de piedra pómez. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 20)

La cangahua o roca sedimentaria es la unidad geológica formada por: capas de limos arenosos o limos arcillosos y depósitos de ceniza. Su espesor es de aproximadamente 30 metros y descansa sobre un lecho de rocas antiguas. Según los estudios realizados la cangahua es la capa más extensamente distribuida en el subsuelo de la ciudad de Quito. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 20)

Se han realizado numerosos estudios para determinar una estratigrafía típica del suelo de Quito y el resultado de uno de esos estudios se presenta a continuación.

Gráfico. Estratigrafía típica de del suelo de Quito



Fuente: AGUIAR R., 2013: 24

Este perfil realizado por Peñafiel en el 2009 muestra claramente dos capas principales. Una de estas es la capa Holoceno la cual fue constituida hace 10.000 años y está compuesta generalmente por cangahua y depósitos sedimentarios superficiales. La segunda capa se llama Pleistoceno Medio formada hace 2.5 millones de años y conformada de materiales volcánicos principalmente. El perfil representa al suelo en una profundidad de 500 metros. (AGUIAR R., 2013: 24)

Existen estudios realizados para determinar la velocidad de la onda de corte en suelos (V_s) los cuales arrojan valores como 1500 m/s el cual es un valor correspondiente de roca competente pero no se sabe a qué profundidad fueron realizados tales estudios.

Para el diseño del Metro de Quito se han realizado estudios a 60 metros de profundidad estableciendo que el V_s llega a valores de 600 m/s o menos. Con esta comparación se puede interpretar que la cangahua, ubicada en la capa Holoceno, representa a dicha roca competente en el perfil estratigráfico típico de Quito. (AGUIAR R., 2013: 25)

1.2.1.3 Tipos de suelos en Quito.

Al ser el suelo un material no homogéneo, razón por la cual cambian sus propiedades dependiendo del lugar donde se encuentre, se ha tenido que zonificar a la ciudad en función al tipo de suelo predominante en dichas zonas a distintas profundidades para poder identificar las propiedades mecánicas y dinámicas. Esto ayudará a valorar los diferentes periodos de vibración para cada tipo de suelo encontrado en la zonificación. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 21)

En el “Proyecto del manejo del riesgo sísmico de Quito-Ecuador”, anteriormente mencionado, se realizó una zonificación básica pero definir los tipos de suelo. Este proyecto empezó por dividir en zonas a la ciudad tomando en cuenta parámetros geológicos y topográficos del suelo. Posterior a este paso se utilizaron las características específicas de los suelos para subdividir las zonas en microzonas las cuales se utilizarán en la modelación dinámica para determinar los periodos de vibración. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 21)

Con el análisis que resultó del estudio de los parámetros geológicos y topográficos de la ciudad se lograron identificar 3 zonas básicas principales las cuales se muestran en el siguiente gráfico.

Gráfico. Zonificación básica de Quito



Fuente: (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 22)

- Flancos orientales del Pichincha (F): Conformados por cenizas volcánicas y depósitos de cangahua, pueden contener depósitos aluviales en sus fronteras.

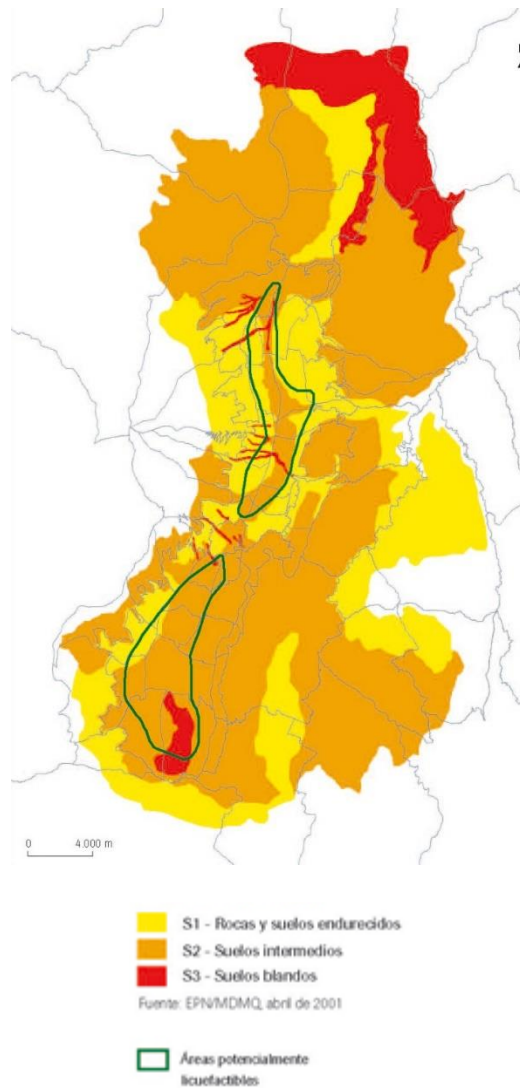
(VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 23)

- Depósitos lacustres (L): Formados por depósitos de ceniza volcánica y depósitos superficiales de lacustre. Esta zona posee la mayor parte de la población quiteña. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 23)
- Cangahua (Q): Compuesta por cangahua, cenizas volcánicas, tobas y suelos. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 23)

En el trabajo de zonificación general realizado por la EPN en conjunto con el ingeniero Valverde en el año 2002 se amplía notablemente el área de trabajo. Partió tomando como base el estudio realizado en 1994 y definiendo asimismo tres tipos de suelos (S1, S2 y S3). Cabe recalcar que en los años de realización y finalización del trabajo la norma CEC-2000 estaba en vigencia, esta norma definía cuatro tipos de suelos siendo S1 el de mejor calidad y S4 el de peor. (AGUIAR R., 2013: 29)

Es decir que de acuerdo al estudio realizado no existe el tipo de suelo S4, esto es debido a que no se consideraron a las quebradas que atraviesan toda la ciudad y que se sabe que sus pendientes presentan suelos inestables en el caso que no hayan sido rellenadas y de baja calidad de relleno en el caso contrario. El estudio se resume en el siguiente gráfico. (AGUIAR R., 2013: 30)

Gráfico. Tipos de suelo del DMQ



Fuente:

http://sthv.quito.gob.ec/spirales/9_mapas_tematicos/9_13_exposicion_del_dmq/9_13_2_1.html

1.2.1.4 Periodos de vibración de los suelos en Quito.

En el “Proyecto del manejo del riesgo sísmico” del año 1994 además de determinar los tipos de suelo que hay en Quito también lograron definir 20 microzonas. En cada una de estas microzonas se realizaron los ensayos para conocer su perfil

estratigráfico y así determinar el periodo de vibración utilizando el programa Shake91. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 26)

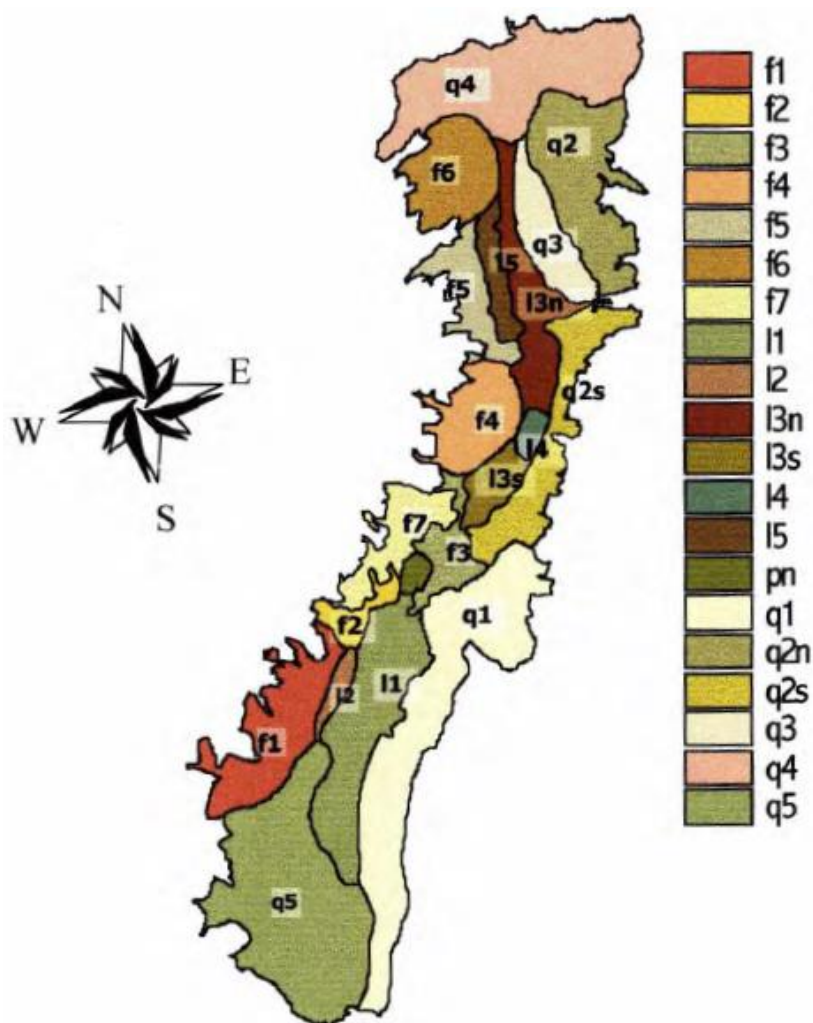
Este estudio recogió datos y criterios de distintas ramas pertinentes del tema tales como: geología, mecánica de suelos, sismología, etc. Asimismo fue necesario un adecuado uso de los métodos estadísticos que sean capaces de representar cada zona lo más exactamente posible. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 25)

La metodología escogida al momento de definir cada microzona fue simplificar las columnas estratigráficas y comparar cambios importantes entre la clasificación SUCS y el N del SPT. Al momento de simplificar las columnas estratigráficas hay que tomar en cuenta que las propiedades de los suelos son promediadas y el símbolo de la clasificación SUCS pertenece al suelo predominante en el estrato, por ende, se ha asumido que no existe otro tipo de suelo en dicho estrato. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 25)

Los datos obtenidos del SPT variando la profundidad, el ensayo de 11 Cross-Hole y la determinación de la onda de corte han permitido definir parámetros básicos para cada zona tales como: peso específico del suelo, números de golpes SPT, velocidad de onda de corte, clasificación SUCS, esfuerzos efectivos para poder determinar el periodo de vibración. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 26)

En el siguiente gráfico se puede observar las 20 microzonas según el “Proyecto del manejo del riesgo sísmico de Quito-Ecuador” con el fin de determinar la respuesta dinámica de los perfiles estratigráficos de suelo producida por sismos.

Gráfico. Microzonificación de los suelos de Quito.



Fuente: (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 27)

Se puede observar que cada una de las tres zonas básicas encontradas en la ciudad de Quito (F, L y Q) se dividen en microzonas, las cuales vamos a caracterizar brevemente para tener una idea de su composición.

Los flancos del Pichincha (F) se dividen en:

- F1: Contiene material coluvial el cual está cubierto de depósitos de cangahua recientes.
- F2: Cangahua cubierta por diferentes tipos de suelo.
- F3: Cangahua cubierta por diferentes tipos de suelo.
- F4: Depósitos aluviales con cangahua y cenizas volcánicas.
- F5: Solo formada por depósitos aluviales en sus extremos.
- F6: Depósitos aluviales con cangahua y cenizas volcánicas.
- F7: Presenta similares características que las zonas F5 y F6. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 28)

Cabe recalcar que la mayoría de las columnas representativas de los suelos presentan características similares con mínimas diferencias razón por la cual se puede decir que algunas microzonas son compatibles con otras.

Depósitos lacustres (L) generalmente ubicados en la parte central de Quito se dividen en:

- L1: Conformada por depósitos lacustres con formaciones de cangahua.
- L2: Material coluvial con cangahua cubierto por depósitos lacustres en las capas más superficiales.

- L3: Esta microzona se divide en L3n y L3s lo que quiere decir que fue dividida por la presencia de otra microzona que la atraviesa. Está conformada de depósitos de lacustre superficiales.
- L4: Altos niveles del nivel freático y caracterizado por poseer estratos de suelo de gran espesor pero de poca resistencia.
- L5: Formada de material aluvial cubierto por depósitos lacustres en las capas más superficiales. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 29)

Cangahua (Q) ubicada en zonas morfológicamente elevadas al Este de la ciudad, se divide en:

- Q1: Conformada 100% de cangahua.
- Q2: Presenta características muy similares a Q1. Y está dividido en dos microzonas (Q2n y Q2s) por las mismas razones que L3.
- Q3: Cangahua con depósitos de suelo suave en la superficie.
- Q4: Formada por depósitos de cangahua reciente y ceniza volcánica.
- Q5: Una zona simplificada. (VALVERDE, FERNÁNDEZ, JIMÉNEZ, VACA Y ALARCÓN, 1994: 29)

Como ya se mencionó antes para poder determinar el periodo de vibración de los suelos en Quito fue necesario realizar ensayos que permitieran determinar la velocidad de la onda de corte (V_s). Se realizaron ensayos a diferente profundidad y los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla. Velocidad de onda de corte en las microzonas de Quito

Zona	m/s				
	V _{S5}	V _{S10}	V _{S15}	V _{S20}	V _{S25}
F1	302,00	303,11	337,75		
F2	243,00	251,16	279,31	304,23	323,35
F3	194,00	219,65	241,18	264,81	
F4	280,47	329,73			
F5	302,95	345,43			
F6	294,43	318,98	334,54		
F7	295,54				
L1	216,00	255,61	257,75	284,98	310,19
L2	266,19	280,80	292,38	325,27	348,82
L3n y L3s	216,48	246,13	267,36	288,84	308,51
L4	226,00	261,60	298,02		
L5	230,02	271,00			
Q1	240,00	284,75	302,23	317,17	334,98
Q2n	344,99	344,73			
Q2s	344,99	344,73	366,38	378,26	
Q3	221,22	266,24	303,07		
Q4	313,24				
Q5	302,00	332,96	327,99	329,64	346,04

Fuente: (AGUIAR R., 2013: 28)

Se puede observar que se han hecho perforaciones en casi todas las microzonas hasta los 15 metros de profundidad y esto ha aportado información a los ingenieros calculistas ya que generalmente se necesitan datos de los primeros 12 metros para edificaciones que no superen los 15 pisos de altura. Pero al encontrarse Quito en pleno desarrollo se ha previsto construir edificios de 25 pisos en adelante razón por la cual se debería realizar nuevos estudios a mayor profundidad para brindar esa información tan necesaria para en correcto diseño estructural. (AGUIAR R., 2013: 25)

Finalmente se obtuvieron los periodos de vibración para cada microzona utilizando el programa Shake91. Hay que acotar que se encontraron las funciones de transferencia

en base a cada tipo de suelo de cada microzona tomando a los sismos locales como origen de la excitación los cuales se encuentran normados de 0.4 g a 0.1 g. (AGUIAR R., 2013: 29)

Tabla. Periodos de vibración de suelos tipo F.

Zona F	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
T	0,178	0,309	0,302	0,121	0,116	0,179	0,068

(AGUIAR R., 2013: 29)

Tabla. Periodos de vibración de suelos tipo L.

Zona L	L1	L2	L3n y L3s	L4	L5
T	0,322	0,287	0,324	0,201	0,148

(AGUIAR R., 2013: 29)

Tabla. Periodos de vibración de suelos tipo Q.

Zona Q	Q1	Q2n	Q2s	Q3	Q4	Q5
T	0,299	0,201	0,148	0,198	0,064	0,289

(AGUIAR R., 2013: 29)

1.3 TIPOS DE ESTRUCTURACIÓN

Las estructuras de edificios, en general, están constituidas por varios elementos estructurales los cuales tienen que trabajar como un solo elemento monolítico al momento de ser sometidos a fuerzas gravitatorias y horizontales. Generalmente son creadas para cumplir con una función y debido a que son utilizadas en todo el planeta se han creado una enorme diversidad de tipos estructuralmente hablando.

Para seleccionar un adecuado tipo de estructuración hay que hacer un estudio comparativo de bajo qué circunstancias trabajará, el costo que generará la

construcción, la innovación tecnológica, entre otros. A continuación se enumeran varios tipos de estructuras óptimos para edificios dependiendo del número de pisos.

1.3.1 Estructuras a base de pórticos resistentes a momento

Este sistema tiende a ser inestable y antieconómico para edificios de 10 a 15 pisos. Debido a la poca rigidez lateral que ofrece es recomendable usar otra estructuración para edificios de altura. Sus elementos estructurales son columnas, vigas y losas. Es apto para edificaciones pequeñas que no excedan los 20 metros de altura.

1.3.2 Estructuras a base de muros de corte

Solo consta de los muros de corte como único elemento estructural para brindar rigidez y resistencia lateral a la estructura. Son factibles de usar en edificios de hasta treinta pisos ya que para alturas mayores las fuerzas de viento tienden a controlar el diseño. Son estructuras antieconómicas y usan hormigón armado como mampostería adicionando mucho peso. Adicionalmente el aumento del espesor de los muros disminuye el área disponible dentro del edificio.

(ALCOCER S., 273) <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf>

1.3.3 Estructuras duales

Este tipo de estructuración es el más ampliamente usado en toda clase de edificaciones. Según estudios realizados indican que la rigidez de los pórticos es

suficiente para reducir alrededor de un tercio del valor de los desplazamientos del cantiliver de los muros de corte después de la interacción. Sin embargo los sistemas duales se vuelven antieconómicos cuando son empleados en edificaciones de más de 50 pisos. Generalmente en este sistema el centro de rigideces no coincide con el centro de masas. (ALCOCER S., 279) [http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf](http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad%20y%20Magnitud.pdf)

1.3.4 Estructuras en forma tubular.

Este sistema es utilizado para edificios de más de 50 niveles teniendo como ventajas una mejor distribución mecánica debido a la ausencia de muros de corte en el centro del edificio. En este caso los muros de corte se localizan en las fachadas, generalmente recubriendo las esquinas, de modo que el centro de masas casi coincida con el centro de rigideces. Para estructuras de más de 70 pisos es recomendable utilizar combinaciones de los tipos de estructuración antes mencionados.

1.4 MUROS DE CORTE DUALES

Las fuerzas laterales que actúan sobre las estructuras tales como el viento o la acción sísmica en pequeñas magnitudes pueden ser resistidas de diferentes maneras. En varios casos una estructura con pórticos resistentes a momento apoyada con un sistema de mampostería no estructural sería suficiente para resistir y absorber las cargas de viento. Sin embargo, para aquellas fuerzas laterales provocadas por sismos

de gran magnitud se utilizan muros estructurales de hormigón armado o también llamados muros de corte. (ALCOCER S., 272)

<http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf>

Los muros de corte se caracterizan por ser elementos estructurales que van desde la cimentación hasta el último piso de la edificación y que en nuestro medio generalmente se encuentran recubriendo los ductos de ascensores y escaleras. Actúan como grandes vigas en voladizo empotradas en su base para transmitir las cargas a la cimentación, generalmente estos muros están sometidos a:

- Una fuerza cortante variable cuyo máximo se encuentra en la base.
- Un momento flector que tiende a producir tensión vertical en la zona cercana al lado cargado y compresión en el lado opuesto.
- Una compresión vertical que produce la carga gravitacional que se encuentra actuando sobre la estructura.

Pueden presentarse problemas de inestabilidad debido a su sección delgada, sin embargo se ha demostrado que las losas actúan como diafragmas horizontales, suministrando soporte y rigidez adicional, para reducir la longitud crítica del muro para efectos de pandeo a la altura de entrepiso.

(ALCOCER S., 273) <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf>

También dependiendo del acoplamiento con otros elementos estructurales pueden tener restricciones de giro en varias direcciones en distintos pisos por lo que un

adecuado diseño impediría que se genere torsión porque es conocido que la construcción de muros de corte agrupados entre si genera una excentricidad entre el centro de rigideces y el centro de masas (ubicado en el centro geométrico de la planta de la estructura).

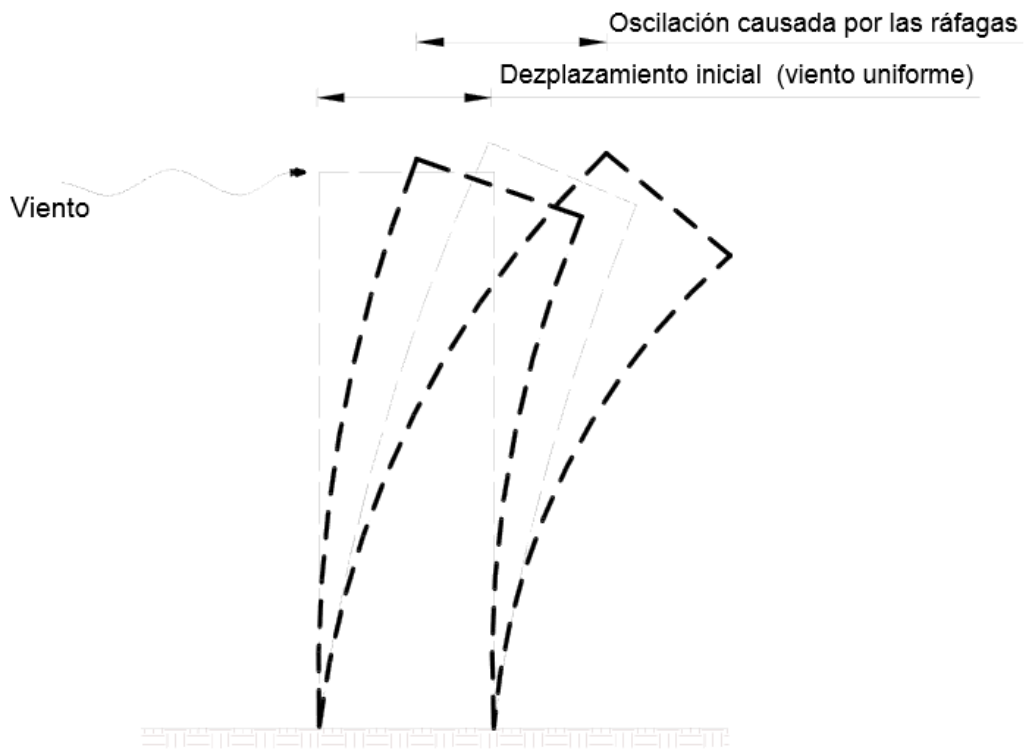
El uso de los muros de corte es necesario en edificios de gran altura para controlar los desplazamientos laterales generados por diversos motivos. Pero estos muros no solamente proveen una adecuada estabilidad estructural sino también brindan una especie de protección a los elementos no estructurales tales como las mamposterías.

Para el análisis de una estructura dual, es decir, la combinación de muros de corte con marcos se ha realizado varios estudios que tratan de describir la relación Muro-Marco. El desconocimiento del comportamiento de este tipo de estructuras lleva a un cálculo erróneo que generalmente deriva en estructuras antieconómicas y que no poseen una adecuada resistencia lateral como para evitar grandes desplazamientos. (ALCOCER S., 279) [http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf](http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad%20y%20Magnitud.pdf)

Un caso común es el de asumir que los muros de corte absorben todas las fuerzas laterales subestimando la resistencia de los marcos o pórticos lo que resulta en un excesivo armado de los muros y encareciendo al proyecto, es por esto que la utilización de análisis que conozcan la interacción entre estos dos elementos estructurales serviría de mucha ayuda para obtener resultados confiables de la distribución de las fuerzas cortantes en todo el alto de la edificación.

De acuerdo con la evolución de los sistemas estructurales, la rigidez lateral es la propiedad dinámica que debemos aumentar para lograr controlar los desplazamientos laterales en las estructuras. Las deflexiones laterales y vibraciones son más notorias a medida que el edificio gana altura, como se muestra en los siguientes gráficos. (LOPEZ M., 2005: 3)

Gráfico. Deflexiones debidas a las cargas por efecto del viento

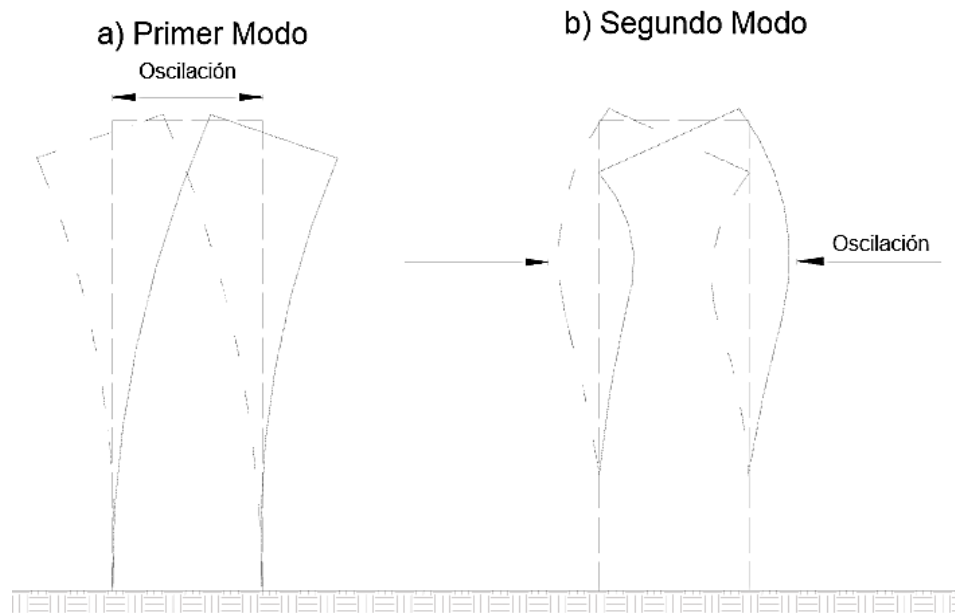


Fuente: <http://tesis.ipn.mx/jspui/bitstream/123456789/7742/1/DISENOMUROS.pdf>

Como se puede observar en el gráfico la estructura se deforma estáticamente y hasta cierto punto con un empuje uniforme del viento pero basta con ese empuje para que el edificio empiece a oscilar, este oscilamiento más las ráfagas de viento, que son

empujes fuertes y cortos, producen deflexiones mayores que se deben limitar por razones operativas y de percepción. (LOPEZ M., 2005: 9)

Gráfico. Modos de vibración por cargas sísmicas



Fuente: <http://tesis.ipn.mx/jspui/bitstream/123456789/7742/1/DISENOMUROS.pdf>

Los movimientos sísmicos son diferentes a los movimientos por viento. Debido a las fuerzas sísmicas se tienen que imponer restricciones a los esfuerzos admisibles que se producen en la estructura con el fin de preparar a la misma y evitar deformaciones que puedan provocar su colapso. Como se sabe la estructura vibra de muchas formas y dos de ellas, las más representativas, se muestran en la figura. (LOPEZ M., 2005: 8)

Entonces los edificios rígidos reaccionaran más favorablemente a las cargas de viento debido a que su amplitud de vibración será pequeña pero por otro lado el

edificio flexible tendrá un mejor comportamiento ante excitaciones sísmicas ya que estará libre de resonancia y los esfuerzos en sus elementos estructurales sean bajos. (LOPEZ M., 2005: 9)

Libre de resonancia significa que los periodos dominantes de vibración de macro sismos duran fracciones de segundos mientras que los de un edificio alto y flexible durarán segundos, en consecuencia el periodo de vibración del edificio se encuentra fuera de la fase de vibración del sismo eliminando el riesgo de que la estructura entre en resonancia. (LOPEZ M., 2005: 9)

Con el fin de resistir sismos de gran magnitud se puede permitir que ciertos elementos estructurales (vigas) se fracturen en zonas locales con lo cual el periodo de vibración del sistema se alargará y su amortiguamiento aumentará. La fractura se denomina rótula plástica y sus parámetros de diseño se especifican de manera más detallada en el siguiente capítulo.

1.5 PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO

Los pórticos resistentes a momento son sistemas de vigas y columnas acopladas entre sí en las juntas. Los elementos estructurales componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, los cuales controlan su diseño, de ahí la razón de su nombre. (CRISAFULLI F., 18)

<http://www.construccionenacero.com/Documents/Dise%C3%B1o%20sismorresistente%20de%20construcciones%20de%20acero.pdf>

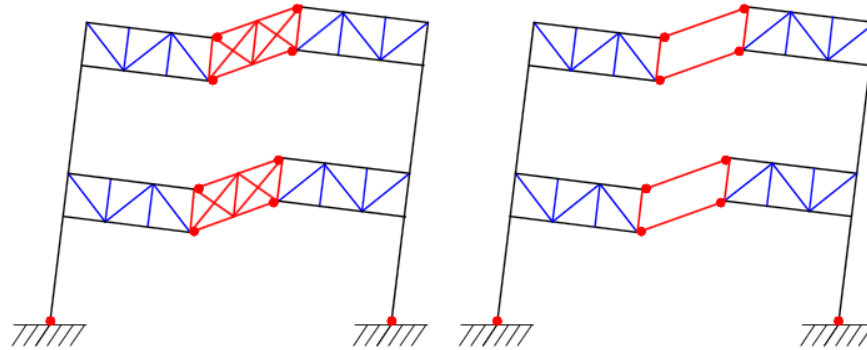
Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía y según su desempeño existen 3 tipos: pórticos especiales, intermedios y ordinarios. Los pórticos especiales son diseñados bajo parámetros y detalles constructivos muy estrictos lo que les permite usar un factor de reducción de respuesta R mayor por lo que la acción sísmica en la estructura es menor. Por el contrario, los pórticos ordinarios requieren de un menor nivel de detalle y una acción sísmica mayor. (CRISAFULLI F., 18)

<http://www.construccionenacero.com/Documents/Dise%C3%B1o%20sismorresistente%20de%20construcciones%20de%20acero.pdf>

Los pórticos especiales a momento deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia de las zonas de panel. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas como se muestra en la figura. (CRISAFULLI F., 19)

<http://www.construccionenacero.com/Documents/Dise%C3%B1o%20sismorresistente%20de%20construcciones%20de%20acero.pdf>

Gráfico. Rótulas plásticas en edificios aporticados.



Fuente:

<http://www.construccionenacero.com/Documents/Dise%C3%B1o%20sismorresistente%20de%20construcciones%20de%20acero.pdf>

CAPÍTULO II ESTUDIO DE LAS DISPOSICIONES DE LA NORMA NEC - NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

2.1 FILOSOFÍA TRADICIONAL DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

2.1.1 Sismo de diseño

Es un evento sísmico que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. Se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del lugar de emplazamiento de la estructura, los efectos dinámicos del sismo deberán modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño. Una manera alternativa de caracterizar este evento es utilizar acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio. (NEC-SE-DS, 2014: 40)

2.1.2 Niveles de amenaza sísmica

Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y período medio de retorno.

Tabla. Niveles de amenaza sísmica.

Nivel del sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0,01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0,00444
3	Raro (severo)	10%	475	0,00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2500	0,0004

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 41

2.1.3 Efectos sísmicos

La acción sísmica incluye fuerzas y desplazamientos los cuales inducen un comportamiento lineal o no lineal, según la estructura.

- La relación fuerzas/desplazamientos, que viene dada por la rigidez elástica del sistema, es lineal si la estructura posee la resistencia necesaria.
- La relación no lineal depende de la rigidez elástica, de las propiedades inelásticas y de los desplazamientos impuestos en el sistema.

2.1.4 Objetivos y niveles de desempeño sísmico

Se establecen tres niveles de desempeño estructural ante tres sismos de análisis para todas las estructuras:

1. Nivel de servicio (sismo menor): sismo de servicio con un periodo de retorno de 72 años. Se espera que no ocurra ningún daño tanto en elementos estructurales como en los no estructurales. (NEC-SE-DS, 2014: 42)
2. Nivel de daño (sismo moderado): sismo ocasional con un periodo de retorno de 72 años. Se espera que la estructura trabaje al límite de su capacidad resistente elástica, es decir, que la estructura no sufre daños en sus elementos estructurales pero si en los no estructurales. El objetivo principal de este nivel es asegurar la vida de sus ocupantes mediante la garantía de la funcionalidad de la estructura. (NEC-SE-DS, 2014: 42)

3. Nivel de colapso (sismo severo): sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años. Se espera que algunos elementos estructurales entren en el rango inelástico así como también un daño considerable en los elementos no estructurales pero en ningún caso la estructura llegará al colapso. (NEC-SE-DS, 2014: 42)

En síntesis, la filosofía tradicional de diseño sismo resistente se muestra en la siguiente tabla:

Tabla. Filosofía tradicional de diseño sismo resistente.

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0,0139
Daño	Ningún daño	Daños	0,0139
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0,0021

NEC-SE-DS, 2014: 42

2.1.5 Requisito del diseño sismo resistente

El diseño tiene que cumplir con 3 requisitos:

1. No colapso – condición de resistencia.

Se comprobará que la estructura y la cimentación no rebasen ningún estado límite de falla. Para satisfacer el requisito de no colapso se someterá a la estructura a la carga máxima de diseño y se considerará que satisface los criterios de estado de último límite, si todos sus factores están por debajo del factor de resistencia calculado para

cada sección sean estas: de compresión, de tracción, de cortante, de torsión y de flexión. (NEC-SE-DS, 2014: 42)

La estructura tendrá capacidad de resistir las fuerzas sísmicas si:

$$E \leq R_d$$

Ec. 5

donde:

E : efectos del seísmo, incluyen los efectos de segundo orden.

R_d : resistencia de diseño del elemento considerado, usando modelos elásticos lineales.

Niveles de amenaza sísmica:

- 1 a 3 para estructuras normales y especiales.
- 4 para estructuras esenciales.

2. Limitación de daños – deformaciones.

La estructura deberá presentar derivas de piso inferiores a las admisibles causadas por las cargas de diseño. (NEC-SE-DS, 2014: 43)

$$\Delta_M < \Delta_{Mmax}$$

Ec. 6

donde:

Δ_M : desplazamiento máximo horizontal inelástico

Niveles de sismo:

- 1 y 2 para estructuras normales y especiales.

- para estructuras especiales o esenciales.

Deformaciones

- Derivas de piso, flechas.

3. Ductilidad

Se puede disipar la energía de deformación inelástica haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad especificadas en esta misma norma o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico. (NEC-SE-DS, 2014: 43)

2.2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS

En el capítulo de Riesgo Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción permite realizar el diseño de estructuras mediante dos métodos, el primero de estos se encuentra en función de las fuerzas laterales (DBF) y el segundo basado en función de los desplazamientos producidos en la estructura (DBD). (NEC-SE-DS, 2014: 44)

2.2.1 Diseño basado en las fuerzas laterales (DBF).

Deben diseñarse estructuras que resistan las fuerzas sísmicas que resultan de las combinaciones de las fuerzas laterales actuantes para determinar los efectos. Se asume que estas fuerzas ocurren de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal del sistema para luego ser combinados. Los objetivos de este diseño son: (NEC-SE-DS, 2014: 53)

- Tomar en cuenta los niveles de amenaza sísmica. (NEC-SE-DS, 2014: 53)
- Determinar las fuerzas sísmicas de diseño. (NEC-SE-DS, 2014: 53)
- R_{DBF} : verificar que los efectos del sismo $E \leq R_d$ como se mencionó anteriormente. (NEC-SE-DS, 2014: 53)
- D_{DBF} : verificar las deformaciones, principalmente las derivas máximas. (NEC-SE-DS, 2014: 53)

Sin embargo el DBF presenta ciertas limitaciones:

- Se utilizan factores de reducción de resistencia sísmica R para cada tipología estructural, esto significa que la ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todas las estructuras que estén en la misma categoría asumiendo que R no varía con el tipo de suelo ni con el periodo de vibración. (NEC-SE-DS, 2014: 53)
- Supone que la rigidez es independiente de la resistencia. (NEC-SE-DS, 2014: 53)

2.2.2 Secciones agrietadas

Para el cálculo de rigideces y derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales con las siguientes fracciones.

- $0,5 I_g$ para vigas (considerando la contribución de las losas). (NEC-SE-DS, 2014: 54)

- $0,8 I_g$ para columnas. (NEC-SE-DS, 2014: 54)
- $0,6 I_g$ para muros estructurales. Para estructuras con subsuelos se agrietarán los muros del primer subsuelo y los dos primeros pisos, para estructuras sin subsuelos se agrietarán los muros de los dos primeros pisos. En ningún caso se agrietarán en una altura menor que la longitud en planta del muro. (NEC-SE-DS, 2014: 54)

Hay que aclarar que la NEC no especifica si los valores de inercias agrietadas se deben utilizar en nivel de diseño o en nivel de análisis por lo cual, en la presente disertación, se trabajó con los valores de inercias agrietadas que especifica la ACI para nivel de análisis.

2.2.3 Modelos de análisis de las fuerzas sísmicas usados con el DBF.

Se presentan 3 métodos de análisis:

Análisis estático

Este método se aplicará para estructuras de ocupación normal. Se utiliza el factor Z para definir la PGA y el espectro de aceleración. (NEC-SE-DS, 2014: 56)

Análisis dinámico espectral

Se aplicará este método para estructuras de ocupación especial y esencial como puentes, muelles, etc. para este caso se utilizarán las curvas de peligro sísmico definidas en la sección 3.1.2. (NEC-SE-DS, 2014: 56)

Constituye un análisis dinámico de la estructura que utiliza la respuesta máxima de todos los modos de vibración que contribuyan a la respuesta total del sistema, el número de modos de vibración que deben usarse para realizar este análisis debe ser tal que involucren una participación de la masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones consideradas. (NEC-SE-DS, 2014: 58)

Las contribuciones modales máximas son combinadas estadísticamente para obtener una aproximación de la respuesta. Las respuestas modales máximas son obtenidas del espectro de respuesta correspondiente a los modos de vibración. (NEC-SE-DS, 2014: 58)

Con propósitos de diseño, las fuerzas obtenidas mediante el análisis dinámico pueden ser reducidas pero con el limitante de que bajo ningún caso podrán reducirse los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido sea menor que el cortante basal de respuesta estática dividido para R . Existe la posibilidad de aplicar el coeficiente de reducción así como también el factor de importancia y de configuración estructural en planta y elevación únicamente si la estructura es diseñada cumpliendo todos los requisitos de diseño sísmico de la presente norma. (NEC-SE-DS, 2014: 58)

El análisis deberá considerar los efectos torsionales incluyendo los efectos debidos a la torsión accidental. (NEC-SE-DS, 2014: 59)

Análisis paso a paso en el tiempo

Es un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando este análisis se basa en un acelerograma específico. Este método se lo realizará en el caso que no se pueda justificar el diseño de una estructura con el método de diseño estático o no lineal espectral. Los diseños realizados con este método deberán incluir: (NEC-SE-DS, 2014: 59)

- Revisión de los criterios aplicados para la obtención de un espectro para el sitio de emplazamiento. (NEC-SE-DS, 2014: 59)
- Revisión del diseño preliminar de la estructura. (NEC-SE-DS, 2014: 59)
- Revisión del diseño final de la estructura. (NEC-SE-DS, 2014: 59)
- La memoria de cálculo tendrá un escrito firmado por el responsable del estudio. (NEC-SE-DS, 2014: 59)

Este análisis se realizará utilizando las dos componentes horizontales de registro de acelerogramas apropiadamente seleccionados de no menos de 3 eventos sísmicos. (NEC-SE-DS, 2014: 59)

2.2.4 Cortante basal de diseño V.

Se considera que la respuesta estructural se constituye en su mayor parte del primer modo de vibración o modo fundamental, por lo que se calcularán las solicitaciones sísmicas usando el primer modo. Para esto se determinó una fuerza lateral proveniente de la acción sísmica y que actúa en la base del edificio, su magnitud depende de varios coeficientes que serán detallados más adelante.

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Ec. 7

donde:

I : Factor de importancia.

S_a : Aceleración espectral obtenida del espectro de respuesta elástico.

R : Coeficiente de reducción de respuesta.

ϕ_P : Factor de configuración estructural en planta.

ϕ_E : Factor de configuración estructural en elevación.

W : Carga reactiva por sismo.

El valor del cortante dinámico total obtenido por cualquier método de análisis dinámico no puede ser menor que el 80% del cortante basal obtenido estáticamente para estructuras regulares, ni menor que el 90% para el caso de estructuras irregulares. Para cumplir con este requisito los resultados del análisis dinámico tendrán que ser reajustados si se presentan cualquiera de los casos ya mencionados. El reajuste consiste en dividir el cortante basal dinámico para el cortante basal estático y el coeficiente que resulte de esta operación multiplicar por una variable al momento de correr nuevamente en el programa de diseño que se utilice. (NEC-SE-DS, 2014: 57)

22.4.1 Factor de importancia (I)

El objetivo de este factor es el de aumentar la magnitud del corte basal en aquellas estructuras cuyas características de uso, destino e importancia las obligan a permanecer operativas y tratando de sufrir el menor daño posible una vez ocurrido el sismo de diseño. En la siguiente tabla se detallan los valores de *I* para las diferentes estructuras: (NEC-SE-DS, 2014: 39)

Tabla. Coeficiente de importancia (I)

Importancia		
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 39

Este coeficiente influye directamente en la magnitud del cortante basal. Esto quiere decir que las estructuras con importancias de 1,5 o 1,3 trabajarán con fuerzas de corte mucho mayores que las fuerzas de las estructuras con importancia de 1,0.

2.2.4.2 Aceleración espectral (S_a)

Sus valores se expresan como fracción de la aceleración de la gravedad y delimitan el espectro elástico de aceleraciones que se usa para el diseño y análisis dinámico de estructuras. La aceleración espectral varía dependiendo del lugar de emplazamiento de la estructura y sus ecuaciones se encuentran en función de la zona sísmica, tipo de suelo y coeficientes de amplificación del suelo.

Cabe recalcar que el espectro elástico de aceleraciones tiene que satisfacer la condición de ser calculado para estructuras cuyo amortiguamiento sea 0.05 del amortiguamiento crítico ya que prácticamente todas las estructuras civiles se encuentran rodeando este valor. Previo a definir las ecuaciones del espectro de aceleraciones hay que explicar y definir los diferentes factores que las componen:

2.2.4.2.1 Periodo de vibración de la estructura (T)

Por definición periodo es el tiempo necesario para cumplir un ciclo. Aplicando a la ingeniería civil es el tiempo que toma a la estructura volver a su posición inicial en cada vibración. Este tiempo determina la magnitud de la fuerza del sismo que experimentará la edificación y en el caso de esta disertación ayudará a determinar qué tipo de estructuración es la que mejor se comportaría al momento de comparar el comportamiento a la resonancia. De acuerdo al NEC existen dos maneras de determinar el periodo de una estructura y son las siguientes:

- Método 1

Para estructuras de edificación se utiliza:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Ec. 8

donde:

h_n : es la altura del edificio, en metros, medida desde la base de la estructura.

C_t y α dependen del tipo de estructura que se planea construir y sus valores se pueden observar en la tabla

Tabla. Coeficientes C_t y α .

	C_t	α
Para estructuras de acero sin arriostramiento	0,072	0,80
Para estructuras de acero con arriostramiento	0,073	0,75
Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,047	0,90
Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas y muros estructurales y mampostería estructural	0,049	0,75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014: 62)

○ Método 2

Este método utiliza las características de deformación de los elementos estructurales y las propiedades del tipo de estructuración. El periodo de vibración por este método se lo obtiene de la siguiente manera:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i * \delta_i^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * \delta_i}}$$

Ec. 9

donde:

f_i : distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i .

δ_i : Deflexión elástica del piso i calculada con la f_i .

En ningún caso el periodo calculado por el segundo método debe ser mayor en un 30% al periodo calculado por el primer método. El cálculo del periodo por ambos métodos se lo debe realizar en cada dirección principal del sistema. (NEC-SE-DS, 2014: 63) El método más utilizado es el primero debido a su fácil aplicación y acertado valor del periodo calculado con el periodo de la estructura.

2.2.4.2.2 Coeficientes de amplificación o deamplificación dinámica de perfiles de suelos F_a , F_d y F_s .

Se los llama coeficientes de amplificación o deamplificación debido a que aumentan o disminuyen el valor de la aceleración en el suelo al producirse la excitación por un sismo. A continuación se detalla a que corresponde cada coeficiente.

- F_a : este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio. Los valores presentados en la tabla 3 de la NEC. (NEC-SE-DS, 2014: 31)

Tabla. Tipo de suelo y factores de sitio F_a .

Tipo de suelo y factores de sitio F_a							
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,5$
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D		1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E		1,8	1,5	1,39	1,26	1,14	0,97
F		ver nota					

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 31

- F_d : este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio. Los valores presentados en la tabla 4 de la NEC. (NEC-SE-DS, 2014: 31)

Tabla. Tipo de suelo y factores de sitio F_d .

Tipo de suelo y factores de sitio F_d							
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,5
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D		1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E		2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F		ver nota					

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 31

- F_s : cuyos valores se encuentran en la tabla 5 de la NEC este coeficiente considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y el contenido de frecuencia de la excitación sísmica. (NEC-SE-DS, 2014: 32)

Tabla. Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s							
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,5
A		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C		1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D		1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F		ver nota					

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 32

Todos los valores de estos coeficientes están basados en recientes estudios dinámicos de suelos. Valdría la pena mencionar que los coeficientes que amplifican la aceleración esperada en roca son aquellos cuyos valores son mayores a 1, esto quiere decir que estos suelos poseen reducidas propiedades y características que la roca base. Por otro lado los coeficientes que deamplifican la aceleración son aquellos que no sobrepasan el 1 por lo que se puede decir que presenta mejores características y propiedades que la roca base.

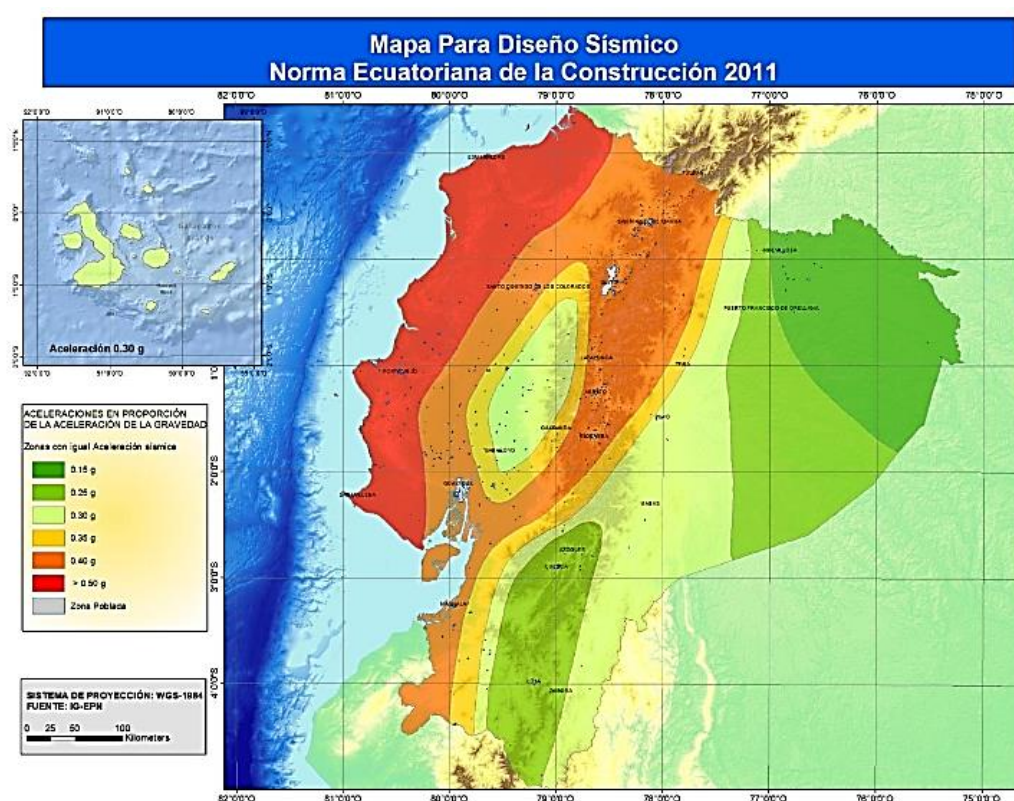
2.2.4.2.3 Factor de zona sísmica (Z)

Este factor varía de acuerdo en la zona sísmica en el que se encuentre. La NEC ha realizado un estudio a nivel nacional de los diferentes grados de aceleraciones que se encuentran presentes en todo el territorio, estos grados son expresados como fracción de la aceleración de la gravedad y se han plasmado en un mapa señalando claramente cada zona encontrada.

Este mapa proviene de un análisis que considera los estudios de los peligros sísmicos en el Ecuador y recoge ciertos criterios como: protección de ciudades, practicidad de diseño, uniformidad del peligro en el país, entre otros. Se han utilizado metodologías usadas a nivel mundial y toda la información disponible a nivel local incluyendo análisis, estudios, modelaciones y evaluaciones de todos los sismos registrados ocurridos en el Ecuador, así como también de la modelación dinámica de más de 30000 eventos sísmicos de los cuales 8923 alcanzaron una magnitud mínima de 4,5 y

máxima de 8,8; de la modelación de la geometría de las fuentes sismogénicas que proporcionan el campo de velocidades del país y de otras metodologías especificadas en los apéndices 10.1 y 10.3 de la NEC (NEC-SE-DS, 2014: 88). A continuación se muestra el mapa y los valores para el diseño sísmico:

Gráfico. Mapa de zonificación sísmica (explicativa).



Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 27

Tabla. Zona sísmica y valores de factor Z.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 27

El mapa para el diseño sísmico resulta del estudio del peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años) y los valores oscilan entre 0,5g en la costa hasta 0,15g en la Amazonía. Según el mapa la ciudad de Quito se encuentra en la zona V que corresponde a una aceleración de 0,4g lo que indica que se encuentra en una zona de alto peligro sísmico. (NEC-SE-DS, 2014: 27)

Hay que señalar que la mayoría de los códigos del mundo poseen una aceleración máxima esperada en roca de 0,4g razón por la cual este es un punto de discusión entre el gremio constructor y el comité ejecutor del código. La razón que explica el código es que el estudio realizado reconoce que los verdaderos resultados de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años para la zona VI son en realidad mayores a 0.5g y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal y por razones económicas.

Existen aspectos positivos acerca de trabajar con un factor Z de 0,5g y son que al diseñar a una estructura para dicha aceleración esta resistiría de mejor manera los sismos ya que casi ninguno aceleraría a 0,5g a la roca y mejoraría la percepción de seguridad de la estructura. Por otra parte, los aspectos negativos son que se encarece excesivamente la obra debido a que se tienen que utilizar elementos estructurales más robustos, se castiga innecesariamente a la estructura para resistir un evento que muy probablemente nunca ocurra en su vida útil y hasta una posible desobediencia del código al momento del diseño y/o construcción por no presentar los estudios que respalden los resultados obtenidos.

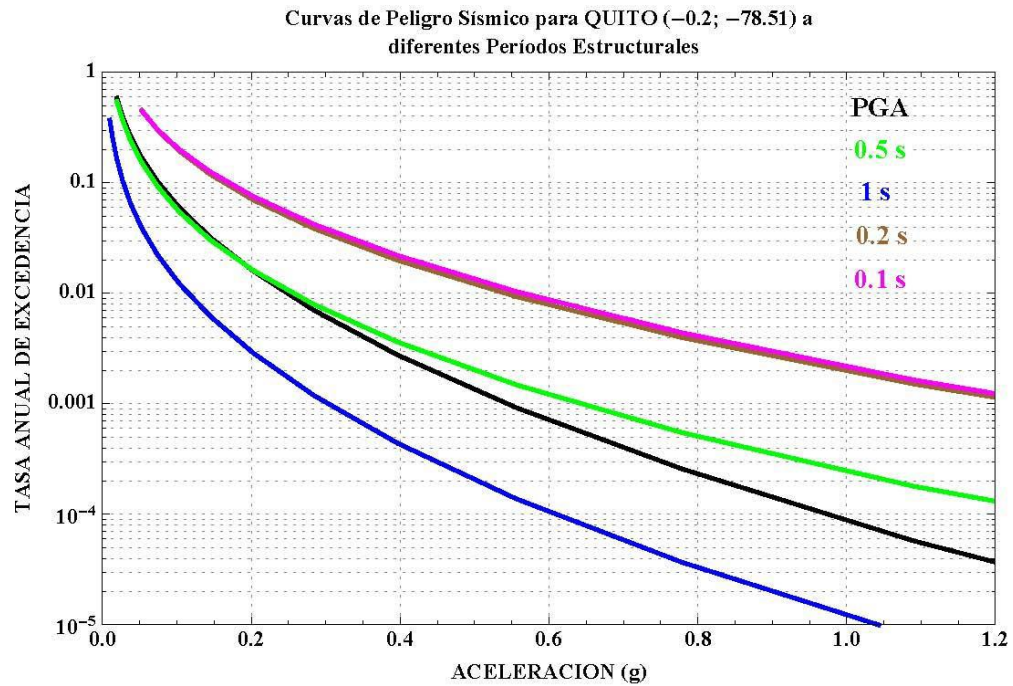
Este mapa se irá actualizando a medida que se vaya recolectando más y mejor información proveniente de la red de sismógrafos del Ecuador, del conocimiento de las fallas activas, de mejores ecuaciones de predicción, entre otros estudios.

2.2.4.2.4 Curvas de peligro sísmico.

Especificadas en la NEC como un método alternativo para encontrar la aceleración del suelo de emplazamiento las curvas de peligro sísmico se utilizan para el diseño de estructuras de ocupación especial y esencial bajo diferentes niveles de peligro sísmico y poder verificar el cumplimiento en diferentes niveles de desempeño. Estas curvas relacionan el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con el inverso de la probabilidad anual de excedencia. (NEC-SE-DS, 2014: 28)

Existe una curva para cada ciudad capital provincial del país y la que corresponde a Quito se muestra a continuación.

Gráfico. Curvas de peligro sísmico para Quito.



Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 111

Una vez presentados estos factores que inciden en la determinación de la aceleración espectral se procede a mostrar las ecuaciones formuladas en la NEC.

$$S_a = \eta * Z * F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

Ec. 10

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

Ec. 11

r : es un coeficiente que depende del tipo de suelo y se presenta en la siguiente tabla.

(NEC-SE-DS, 2014: 34)

Tabla. Factor r .

Tipo de suelo	r
A	1,0
B	
C	
D	1,5
E	

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 34

η : es la relación entre la aceleración espectral y el factor de riesgo sísmico (S_a/Z) y varía dependiendo de la región en donde se vaya a construir la estructura, sus valores son: (NEC-SE-DS, 2014: 34)

Tabla. Factor η .

Región	η
Costa, excepto Esmeraldas	1,8
Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2,48
Oriente	2,6

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 34

Z : factor de zona sísmica anteriormente mencionado.

F_a : amplificador de la aceleración esperada en roca anteriormente mencionado.

T : periodo de vibración de la estructura anteriormente mencionado.

T_C y T_L : límites del periodo de vibración presentadas en las ecuaciones de la NEC.

$$T_C = 0,55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Ec. 12

$$T_L = 2,4 * F_d$$

Ec. 13

Para suelos tipo D y E, el valor de T_L no deberá ser mayor a 4 segundos. (NEC-SE-DS, 2014: 35)

El valor de S_a debe calcularse mediante la siguiente ecuación para valores del periodo de vibración menores a T_O cuando se esté realizando un análisis dinámico y se evalúe la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental.

$$S_a = Z * F_a * \left(1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_O}\right) \text{ para } T \leq T_O$$

Ec. 14

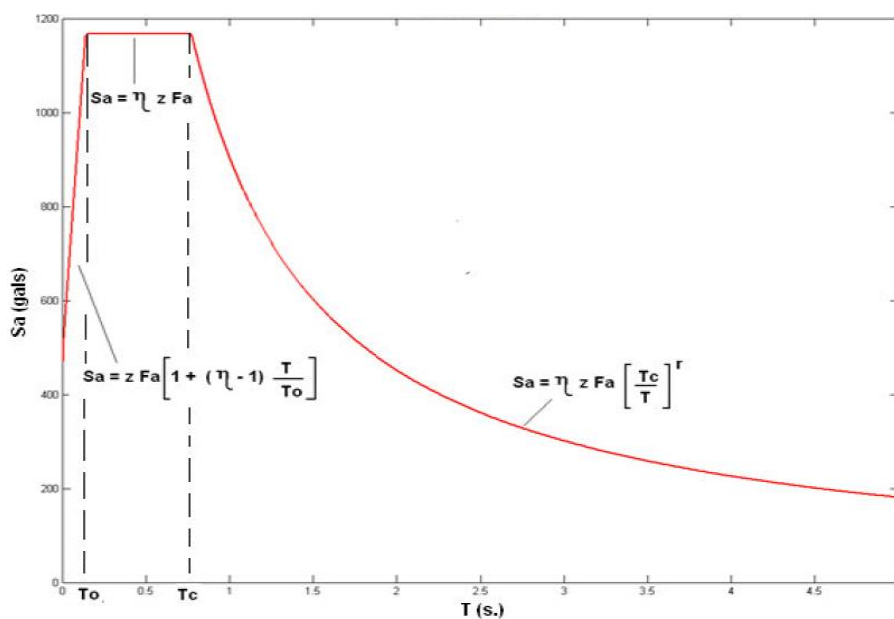
donde:

$$T_O = 0,10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Ec. 15

Se explica de mejor manera en la siguiente figura.

Gráfico. Diagrama de aceleración espectral.



Fuente: AGUIAR R, 2013: 10

2.2.4.3 Coeficiente de reducción de respuesta (R)

El coeficiente R es un reductor de las fuerzas sísmicas de diseño, este concepto se puede aplicar siempre que las estructuras y sus nudos o juntas se diseñen para crear una falla o rótula plástica. La rótula plástica aparece en lugares previstos por los diseñadores y en los cuales poseen una ductilidad adecuada para fluir. El coeficiente depende directamente de la ductilidad del sistema y en base a esto existen dos tipos de sistemas: los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada. (NEC-SE-DS, 2014: 63)

En la ecuación del cortante basal se puede observar que el coeficiente R es inversamente proporcional a la fuerza, por ese motivo mientras más dúctil sea el sistema a construir menor será la fuerza que quiera cortar a la estructura por su base. Una mayor ductilidad estructural permite al sistema desplazarse en mayor medida por lo que el control de derivas en estas estructuras se vuelve imperante.

En la tabla 13 del código se clasifican a los tipos de estructuras de acuerdo a su ductilidad.

Tabla. Coeficiente de reducción de respuesta (R).

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 64

2.2.4.4 Factor de configuración en planta (ϕ_P)

Este coeficiente se determinará en función de las características de regularidad e irregularidad en plantas de la estructura tales como ejes esviados, formas de planta poco comunes, entre otros. La ecuación presentada por el código es:

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

Ec. 16

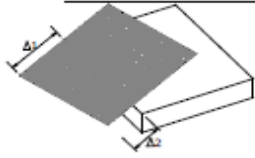
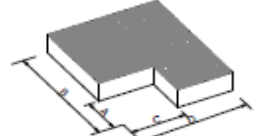
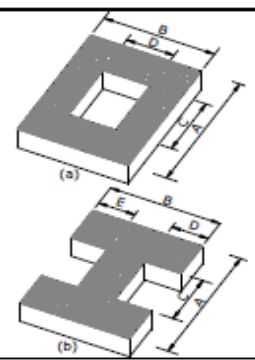
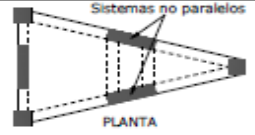
donde:

ϕ_{PA} : el mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 11 de la NEC, para cuando se encuentren presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3. (NEC-SE-DS, 2014: 51)

ϕ_{PB} : se establece de manera análoga, para cuando se presenten irregularidades tipo 4 en la estructura. (NEC-SE-DS, 2014: 51)

Si la estructura posee formas de planta no contempladas en la tabla ϕ_P tomará el valor de 1 y se considerará regular en planta. (NEC-SE-DS, 2014: 52)

Tabla. Configuración estructural de planta (ϕ_P).

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{PT}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{PT}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{PT}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{PT}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014: 50)

2.2.4.5 Factor de configuración en elevación (ϕ_E)

Se estimará en función de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura y se presenta en la ecuación de la norma.

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

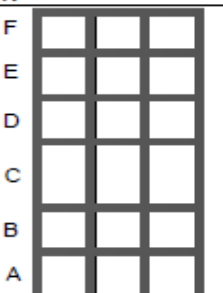
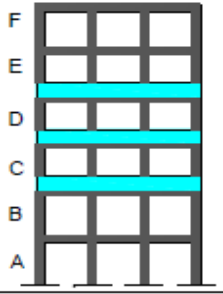
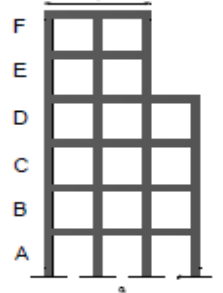
Ec. 17

donde:

ϕ_{EA} : el mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 12 de la NEC, para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 1. (NEC-SE-DS, 2014: 52)

ϕ_{EB} : se establece de manera análoga, para cuando se presenten irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura. (NEC-SE-DS, 2014: 52)

Tabla. Configuración estructural en elevación (ϕ_E).

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 51

Si la estructura posee formas de planta no contempladas en la tabla 12 de la NEC ϕ_p tomará el valor de 1 y se considerará regular en elevación. Adicionalmente se especifica que si la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1,3 veces a la deriva máxima del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades tipo 1, 2 y 3. (NEC-SE-DS, 2014: 52)

2.2.4.6 Carga reactiva por sismo (W)

La carga reactiva, según se define en la NEC, es la sumatoria de la carga muerta más un 25% de la carga viva aplicada en la estructura. La carga muerta incluye al peso propio de la estructura. (NEC-SE-DS, 2014: 55)

$$W = D + 0,25 * L_i$$

Ec. 18

donde:

D : carga muerta total de la estructura.

L_i : carga viva del piso i .

Una vez conocidos todos los factores que intervienen en el cálculo de la magnitud del corte basal la norma especifica la posibilidad de su distribución tanto vertical como horizontalmente en la estructura. Esto con el fin de preparar a cada elemento estructural, principalmente columnas, para que resista sin problema alguno las solicitaciones que pueda generar la aplicación del corte basal en la estructura.

2.2.5 Distribución vertical de fuerzas laterales

Viene dada por la ecuación de la NEC.

$$F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} * V$$

Ec. 19

donde:

F_x : fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

w_x : peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

w_i : peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

h_x : altura del piso x de la estructura.

h_i : altura del piso i de la estructura.

k : coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T , que se evalúa de la siguiente manera: Para valores de

$$T \leq 0.5s, k = 1.0$$

Ec. 20

$$0.5s < T \leq 2.5s, k = 0.75 + 0.50T$$

Ec. 21

$$T > 2.5, k = 2.0$$

Ec. 22

n : número de pisos de la estructura.

Como se puede ver en la ecuación el coeficiente que resultaría de dividir los dos términos sería menor a 1 con lo cual se deduce que el corte experimentado en los pisos superiores siempre será menor que el corte producido en los pisos inferiores llegando a su valor máximo en la base de la estructura.

2.2.6 Combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales y dirección de aplicación.

Al momento de seleccionar la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas debe aplicarse el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30%, de manera simultánea, en dirección perpendicular. Debe realizarse este análisis en las dos direcciones de la edificación y seleccionar la que solicite una mayor resistencia de los elementos estructurales. Existe otra manera de calcular la dirección y es tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones de la estructura dándole el signo de la fuerza que genere los mayores esfuerzos. (NEC-SE-DS, 2014: 38)

2.2.7 Momentos torsionales horizontales

El momento torsional de diseño de un piso debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño de los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso más la torsión generada por la excentricidad accidental. Cuando exista irregularidad

torsional debe amplificarse la torsión accidental por medio del factor A_x de la ecuación de la NEC, este factor no puede ser mayor a 3. (NEC-SE-DS, 2014: 67)

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 * \delta_{prom}} \right)^2$$

Ec. 23

donde:

δ_{max} : promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x .

δ_{prom} : valor del desplazamientos máximo en el nivel x .

La distribución será proporcional a las rigideces de los elementos que soporten cargas laterales. En la sección 2.7.2.5.2 se menciona la consideración de la excentricidad accidental, esto quiere decir que el centro de masas del piso en análisis debe desplazarse 5% de la dimensión máxima de la edificación y perpendicular a la fuerza lateral actuante, con el fin de tomar en cuenta los efectos de torsión en estructuras regulares e irregulares. (NEC-SE-DS, 2014: 67)

2.2.8 Efectos P-Δ

Corresponden a los efectos adicionales causados por fuerzas de segundo orden que producen un incremento de las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. Estos efectos deben considerarse para la evaluación de la estabilidad global del sistema y para el cálculo de los incrementos antes mencionados. No necesitan ser

considerados si el índice de estabilidad Q_i del piso es menor a 0,10 en caso contrario deberá calcularse con la ecuación de la NEC. (NEC-SE-DS, 2014: 68)

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$$

Ec. 24

donde:

Q_i : índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i : deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i : cortante sísmico del piso i .

h_i : altura del piso i considerado.

El índice de estabilidad Q_i no debe exceder de 0,30. Si supera este valor la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre lo contrario mediante cálculos más estrictos. Si $0,10 \leq Q_i \leq 0,30$ el incremento de las fuerzas internas, derivas de piso y momentos de la estructura tendrán que multiplicarse por un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ que viene dado en la ecuación de la NEC. (NEC-SE-DS, 2014: 68)

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Ec. 25

2.2.9 Procedimientos dinámicos de cálculo de fuerzas sísmicas

La base del análisis dinámico constituirá una representación apropiada de la acción sísmica acorde con los principios de la dinámica estructural. La acción sísmica debe representar a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, sin la aplicación del coeficiente de reducción R y debe ser obtenido mediante el espectro de respuesta.

Las herramientas utilizadas para realizar un análisis estructural deben incluir todos los elementos que conformarán a la estructura considerando sus masas y secciones agrietadas (en el caso de elementos de hormigón). El modelo matemático para el análisis dinámico, que debe realizarse obligatoriamente para el estudio de toda clase de estructuras (regulares o irregulares), debe tener una aproximación que sea capaz de capturar sus características más significativas de comportamiento dinámico. (NEC-SE-DS, 2014: 57)

2.2.10 Control de la deriva de piso

El daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada, razón por la cual en varios casos el parámetro de diseño crítico es el control de deformaciones que pone énfasis en el cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Con este requisito se busca reducir las deformaciones excesivas que han causado fuertes daños a las estructuras en eventos

sísmicos anteriores y forzar a que la estructura presente deformaciones inelásticas controlables mejorando el diseño conceptual. (NEC-SE-DS, 2014: 69)

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica de desplazamiento de la estructura Δ_M , causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas Δ_E se calcularán para cada piso realizando un análisis elástico de la estructura sometida a fuerzas laterales calculadas y considerando las secciones agrietadas. El cálculo debe incluir las deflexiones debidas a los efectos de torsión y de traslación así como también los efectos P- Δ . (NEC-SE-DS, 2014: 69)

El valor de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso se calcula en la ecuación de la NEC.

$$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$$

Ec. 26

donde:

Δ_M : no puede superar los valores de la tabla 8 de la NEC.

Tabla. Control de derivas de piso.

Estructuras de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Fuente: NEC-SE-DS, 2014: 40

R : coeficiente de reducción de respuesta.

Δ_E : derivas obtenidas de la aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas.

2.3 Diseño en hormigón armado

En el capítulo NEC-SE-HM se detallan requisitos y parámetros con los que deben diseñar los ingenieros calculistas. Se introduce el principio de “Diseño por capacidad” el que considera una jerarquía de resistencia de los elementos estructurales cuyas secciones o modos de falla protegidos son diseñados para momentos y cortantes amplificados tomando en cuenta la sobrerresistencia de las rótulas plásticas y las fuerzas internas generadas por los modos de vibración no tomados en cuenta en el diseño. (NEC-SE-HM, 2014: 24)

Tabla. Ubicación de rótulas plásticas en edificios.

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, viga fuerte a corte pero débil a flexión
Pórtico con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil a flexión
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de muros y columnas 1er piso	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de muros y columnas 1er piso. Extremos de vigas de acople.	Muro y viga de acople fuertes en corte, débiles en flexión. Columna no falla por corte.

Fuente: (NEC-SE-HM, 2014: 24)

La magnitud del esfuerzo cortante producido en los elementos estructurales depende de la capacidad a flexión de las rótulas plásticas por lo que hay que garantizar el

comportamiento dúctil sin que se formen fallas frágiles en el concreto debido a deformaciones excesivas, fallas en las uniones viga-columna, pandeo local del acero, entre otras.

Se deben utilizar factores de reducción de carga especificados en la ACI 318-08 y las combinaciones de carga descritas en este código. De igual manera se especifica que la resistencia mínima de hormigón a compresión es de 21 MPa (210 kg/cm^2). (NEC-SE-HM, 2014: 31)

Secciones controladas por tracción	0,90
Tracción axial	0,90
Secciones controladas por compresión	
Elementos con refuerzo transversal en espiral	0,75
Otros elementos reforzados	0,65
Cortante y torsión	0,75
Aplastamiento	0,65

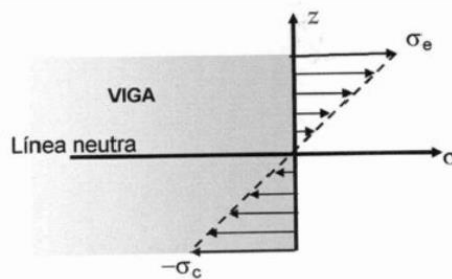
2.4 Elementos en flexión

En la sección 4.2.1 de la NEC se especifican los requisitos que las vigas o cualquier otro elemento estructural deben cumplir solo si cumplen con las siguientes características: sean parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas, las fuerzas axiales no excedan de $0,10 * f'_c * A_g$ en ninguna combinación de cargas que participen las cargas sísmicas, el ancho mínimo $b \geq 250\text{mm}$, la luz libre sea mayor

que 4 veces la altura útil, el peralte mínimo cumpla con los requisitos del ACI 318 sección 9.5. (NEC-SE-HM, 2014: 43)

2.4.1 Diseño por flexión.

Se realiza asumiendo una distribución lineal de la deformación unitaria y un bloque de compresión equivalente de acuerdo a la ACI 318, se desprecia la resistencia del acero en la parte bajo compresión de la viga. El refuerzo máximo, tanto en armadura superior como en inferior, no puede ser mayor al 50% de la cuantía en condición balanceada para evitar ductilidad excesiva y al encontrarnos en una región sísmica se especifica que las vigas deben tener al menos 2 varillas en toda su longitud como refuerzos superiores e inferiores. (NEC-SE-HM, 2014: 44)



http://www.construmatica.com/construpedia/C%C3%A1lculo_de_Estructuras_de_Acero:_Caso_de_las_Vigas

2.4.2 Refuerzo longitudinal y estribos.

En cuanto al refuerzo mínimo la NEC especifica dos ecuaciones pero permite su no utilización en el caso de que el refuerzo colocado a lo largo del elemento sea mayor al menos un tercio del obtenido mediante un análisis dinámico.

$$\frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

Ec. 27

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d$$

Ec. 28

donde:

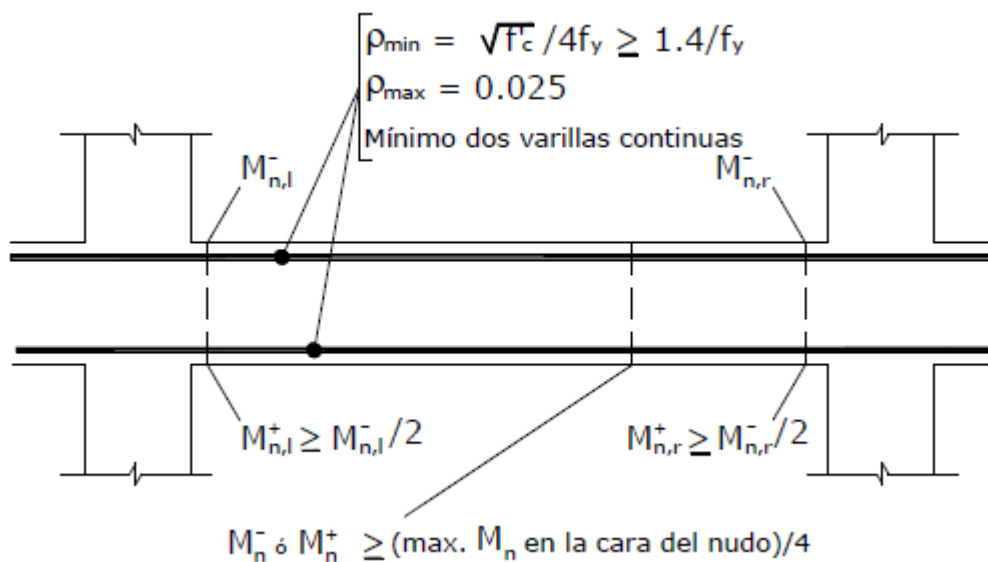
f_y : esfuerzo de fluencia del acero, en MPa.

b_w : ancho de la viga

f'_c : esfuerzo de resistencia a la compresión de hormigón, en MPa.

d : altura efectiva de la viga.

Gráfico. Cuantías de acero permitidas en vigas.



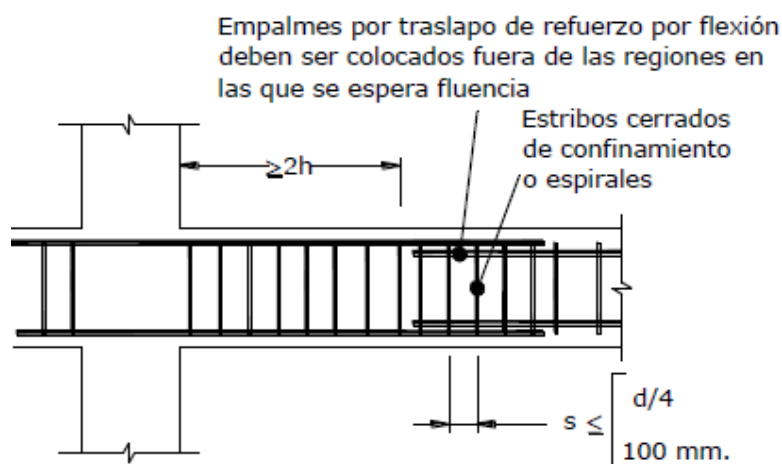
Fuente: (NEC-SE-HM, 2014: 46)

Como se puede observar en el gráfico la capacidad de momento positivo en cualquier extremo de la viga no debe ser menor que la mitad del momento negativo medido en

el mismo extremo y el momento positivo o negativo en la luz de la viga debe ser mayor a un cuarto del momento mayor de la unión viga-columna.

Con respecto al traslape de varillas se deben colocar estribos de mínimo 10 mm de diámetro en toda la longitud del traslape. La norma especifica que los lugares en los cuales no se deben hacer traslapes son: los nudos, una distancia menor que $2h$ de los extremos del elemento, sitios donde el análisis indique la posibilidad de formación de rótulas plásticas. Todo esto con el fin de asegurar la ductilidad en todas las secciones de la viga. (NEC-SE-HM, 2014: 48)

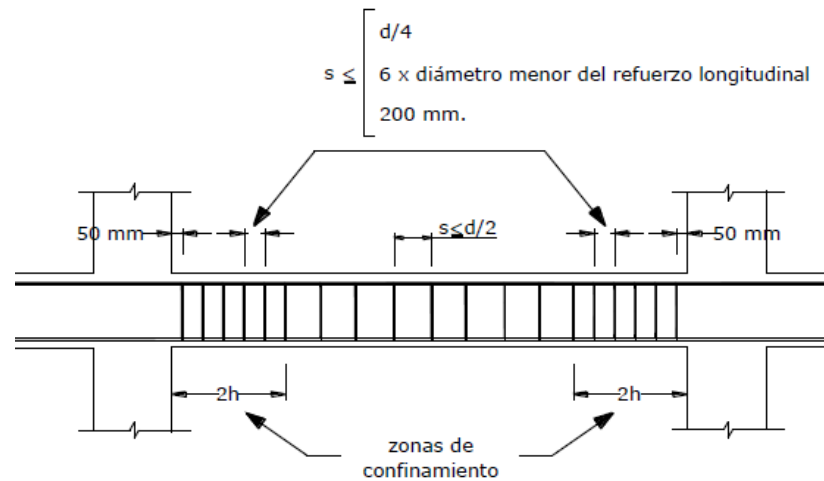
Gráfico. Espaciamientos en traslapes de vigas.



Fuente: NEC-SE-HM, 2014: 48

La colocación de estribos en las secciones $2h$ de la viga se debe realizar de la siguiente manera: el primer estribo se coloca a 50mm y el último a una distancia de $2h$ desde la cara del apoyo, el espaciamiento máximo es de $d/4$, 6 diámetros o 200 mm. Para la secciones que quedan fuera de las $2h$ y de los traslapes los estribos deben ser colocados con un espaciamiento máximo de $d/2$. (NEC-SE-HM, 2014: 49)

Gráfico. Espaciamiento general de vigas.



Fuente: NEC-SE-HM, 2014: 49

2.5 Elementos a flexo-compresión.

Este requisito aplica para columnas y cualquier elemento estructural que cumpla con las siguientes características: sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas, soporten cargas axiales mayores a $0,10 * f'_c * A_g$ en al menos una combinación de cargas que participen las cargas sísmicas, que la relación entre dimensión menor de la sección y la dimensión ortogonal sea 0,40 y que la menor dimensión de la sección en cualquier dirección no sea menor que 300 mm. (NEC-SE-HM, 2014: 50)

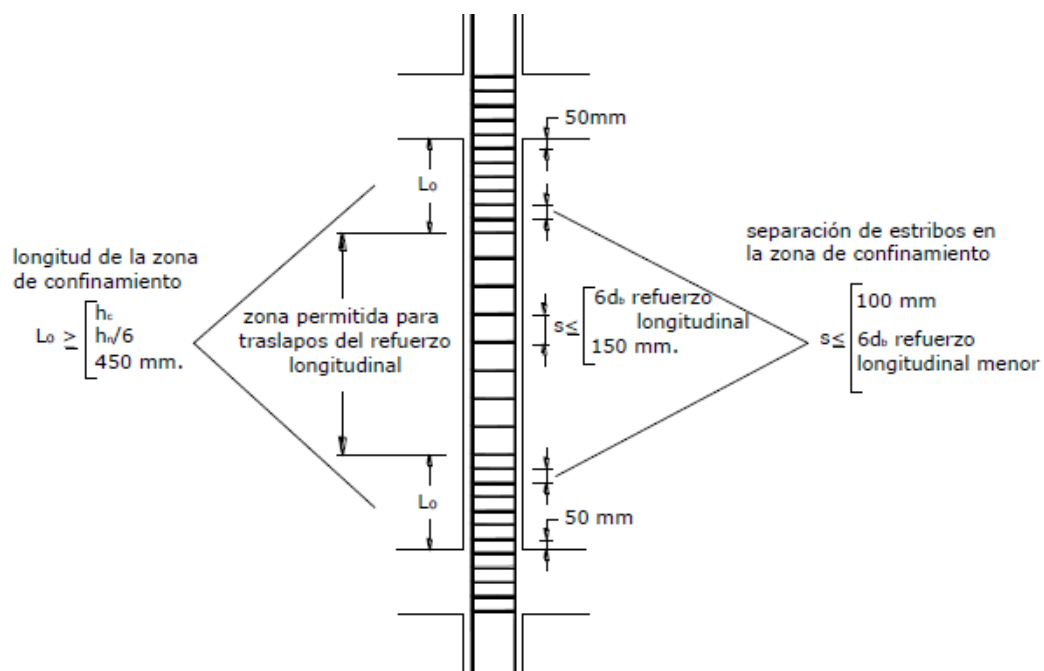
2.5.1 Refuerzo longitudinal y estribos.

La cuantía máxima no deberá ser menor a 0.01 ni mayor a 0.03 de A_g (área bruta de la sección) lo cual da paso a la creación de elementos más robustos, la razón que da

la NEC para poner 0.03 como límite máximo es que el país no posee minas de hierro por lo que poner una cuantía máxima mayor involucra el encarecimiento de la edificación y por otro lado la utilización de elementos más robustos da paso al incremento de las rigideces, las cuales ayudan a absorber las fuerzas laterales. (NEC-SE-HM, 2014: 53)

A los elementos en flexo-compresión se les debe proporcionar una sección L_o que sea dúctil y se pueda producir una rótula plástica, esta sección no deberá ser menor que: una sexta parte de la altura libre del elemento, la máxima dimensión de su sección transversal o 450 mm. (NEC-SE-HM, 2014: 54)

Gráfico. Espaciamiento general en columnas.



Fuente: NEC-SE-HM, 2014: 55

La colocación de los estribos en las secciones L_o debe ser calculado de acuerdo a las ecuaciones que se enseñan a continuación de la NEC para estribos rectangulares y el espaciamiento máximo no debe exceder de 100 mm o de 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal. En las secciones que se encuentran afuera de L_o el espaciamiento máximo no debe exceder de 150 mm o 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal.

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{s*b_c*f'_c}{f_{yt}} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

Ec. 29

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{s*b_c*f'_c}{f_{yt}}$$

Ec. 30

donde:

s : separación centro a centro de los estribos, en mm .

b_c : distancia centro a centro entre las esquinas de un estribo, en mm .

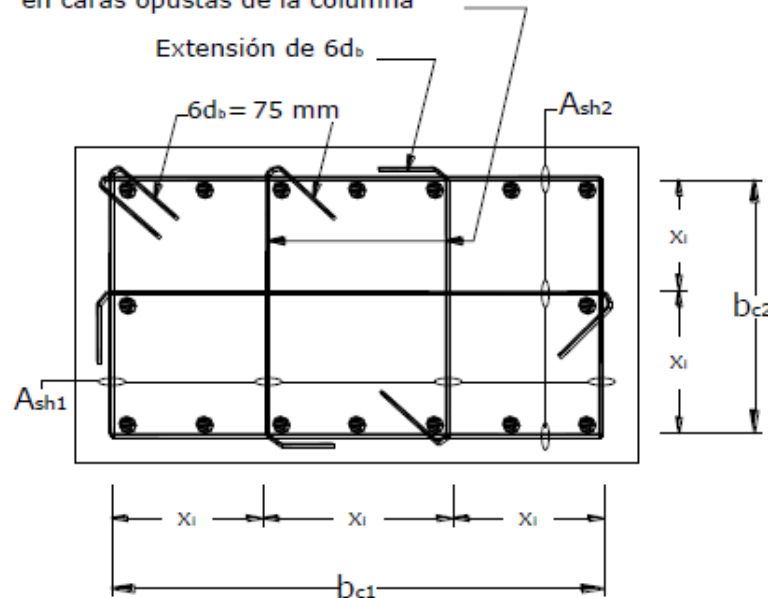
A_g : área total de la sección del elemento, en mm^2 .

A_{ch} : área de la sección confinada por el refuerzo, mm^2 .

Cuando una dimensión del elemento supera los 500 mm de deben colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios que no estén separados entre sí una distancia de $x_i = 350 mm$ en las dos direcciones. (NEC-SE-HM, 2014: 56)

Gráfico. Confinamiento con estribos.

Ganchos suplementarios consecutivos que abrazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° alternados en caras opuestas de la columna



Fuente: NEC-SE-HM, 2014: 57

2.6 Muros estructurales.

Estos requisitos aplican a muros estructurales, columnas de pórticos arriostrados, elementos de muros de mampostería confinada y cualquier otro elemento en el que se produzcan fuerzas axiales debido al sismo. (NEC-SE-HM, 2014: 62)

2.6.1 Muros estructurales, $M/V I_w \geq 2$

Estos muros pueden ser diseñados con los conceptos de diseño de elementos en flexión o en flexo-compresión según sea el caso, donde:

M : momento, KN-m.

V : fuerza cortante, KN.

I_w : longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante.

Los muros estructurales se diseñarán con momentos que serán iguales o mayores a la envolvente bilineal de la figura, en donde el momento de la base es amplificado tomando en cuenta la sobrerresistencia de la rótula plástica. El cálculo del momento en el muro viene dado por las siguientes ecuaciones: (NEC-SE-HM, 2014: 67)

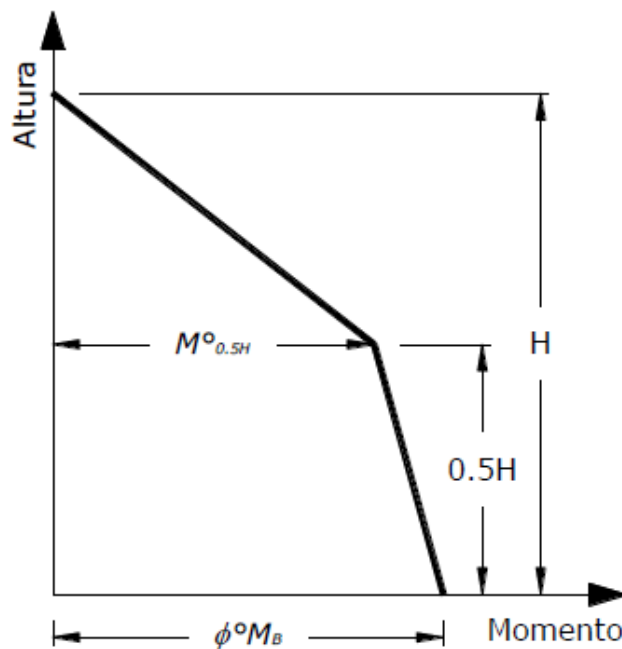
$$M_{0.5H} = C_{1,T} * \phi^o * M_B$$

Ec. 31

$$C_{1,T} = 0,4 + 0,075 * T_i * \left(\frac{\mu}{\phi^o} - 1 \right) \geq 0,4$$

Ec. 32

Gráfico. Diagrama de trabajo del muro estructural.



Fuente: NEC-SE-HM, 2014: 68

2.6.2 Muros estructurales, $M/VI_w \leq 2$

Para estos sistemas se emplean varillas corrugada de acero o malla electrosoldada cuya cuantía mínima será $0,0025 * 420/f_y$ (MPa) para ambos ejes. El espaciamiento entre estribos no debe exceder de 450 mm y en caso de usar malla electrosoldada con un f_y de hasta 600 MPa. (NEC-SE-HM, 2014: 68)

CAPÍTULO III APLICACIÓN DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN PARA EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS

3.1 Dimensionamiento de los elementos estructurales

En un análisis dinámico de estructuras las dimensiones de los elementos influyen en gran medida principalmente en la rigidez del sistema, es decir, si se utilizan elementos robustos la rigidez aumenta o si se utilizan elementos esbeltos la rigidez disminuye. Por este motivo la selección de las dimensiones de los elementos estructurales es vital para un correcto análisis y posterior interpretación de resultados.

Las dimensiones que se muestran en la siguiente tabla han sido utilizadas para realizar los modelos en el programa Robot y han sido obtenidas mediante la realización de un sondeo de las dimensiones más utilizadas para cada estructura.

Tabla. Dimensiones de los elementos estructurales.

# Pisos	Columnas		Vigas		Losas	Muros
	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	e (cm)	e (cm)
5	50	50	30	50	20	30
10	100	100	40	50	20	30
15	150	150	40	60	20	40
20	200	200	50	60	20	40
25	250	250	50	70	20	50
30	300	300	60	70	20	50

En cuanto a las cargas que se utilizarán en los modelos se tomaron las especificadas en la NEC para uso de viviendas. Como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla. Valores de las cargas.

	kN/cm ²	kg/cm ²
Carga Viva (CV)	2	200
Carga Muerta (CM)		250

El valor de la carga muerta resulta de la suma de las cargas muertas de los materiales que se especifican en la NEC y cuyo valor redondea los 250 kg/cm² no así el valor de la carga viva que se especifica directamente.

3.2 Aplicación de la norma para la modelación de las estructuras

Como se explicó en el capítulo 2 de la presente disertación, la NEC especifica una fuerza lateral llamada cortante basal la cual debe ser calculada obligatoriamente para un diseño o análisis sísmico. Por ende en esta sección se seleccionarán los diferentes coeficientes que ayudarán a determinar tanto el cortante basal estático como el periodo de vibración estático.

El objetivo de determinar el cortante basal estático es la comparación con el cortante basal dinámico obtenido del programa Robot y realizar el reajuste de la fuerza lateral en caso de que el cortante basal dinámico sea menor al 85% del cortante basal estático. De esta manera nos aseguramos que la estructura trabaje bajo la acción del

cortante con mayor magnitud preparando de mejor manera a la estructura ante la acción de sismos severos.

Pero el cortante basal no es el único parámetro que hay que controlar. Existen también las derivas de piso y la participación de la masa en los diferentes modos de vibración de la estructura. Se irán controlando todos estos parámetros a medida que se vayan exponiendo los resultados del análisis dinámico de cada una de las estructuras.

3.2.1 Secciones agrietadas

Se diseñaron edificios agrietados y no agrietados con el fin de hacer una comparación entre el comportamiento ideal que deberían tener los edificios versus el comportamiento real que tienen ante eventos sísmicos. Como se sabe todas las estructuras construidas tienen un grado de agrietamiento en sus elementos estructurales y la NEC estudió y tabuló los coeficientes de reducción de momento de inercia en la sección del elemento.

Pero existe una gran duda al momento de aplicar dichos valores en los modelos ya que la NEC no especifica si se los debe usar a nivel de diseño o a nivel de análisis y como se ha comentado anteriormente esta disertación se encuentra a nivel de análisis por lo que se ha optado por trabajar con los valores que brinda la norma ACI 318-14 cuyo uso permite la NEC.

La ACI 318-14 proporciona información acerca de los valores por los cuales deberán ser reducidos los momentos de inercia de todos los elementos estructurales de los edificios tales como columnas, vigas, losas y muros de corte en caso de existir. Asimismo plantea dos análisis con dos valores de agrietamiento diferentes.

En el primer análisis se especifica que todos los elementos estructurales deben ser modificados por un coeficiente de agrietamiento de $0,70 I_g$ y de este análisis se obtienen los periodos de vibración del edificio, el cortante basal dinámico y la participación de la masa modal de cada una de las estructuras. En el segundo análisis se deben alterar a los elementos estructurales por un coeficiente de agrietamiento de $0,50 I_g$ y reajustar el valor del cortante basal con el valor obtenido en el primer análisis, en este segundo análisis se obtienen las derivas de piso.

En cuanto a los cortantes basales cabe recordar que el dinámico en ningún caso tiene que ser menor al 85% del estático es decir que si el cortante basal dinámico no cumple con este requisito el valor a reajustar en el segundo análisis es el 85% del cortante basal estático.

3.2.2 Cortante basal estático (V)

Existe otra manera de plantear la ecuación del cortante basal estático de la NEC, consta de los mismos factores y ayudará a expresar la magnitud del cortante en función a la carga reactiva (W) multiplicada por el coeficiente C_s como se presenta a continuación.

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Ec. 33

que es igual a:

$$V = C_s * W$$

Ec. 34

en donde:

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Ec. 35

A continuación se comenzará con la determinación de cada uno de los coeficientes que incide en el cortante basal estático.

3.2.2.1 Selección Importancia (I)

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Ec.36

Tabla. Selección del coeficiente de importancia (I).

Importancia		
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5

Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Se eligió el valor de 1,0 tanto para los edificios con muros de corte como para los edificios con pórticos resistentes a momento. Estos edificios no tienen la necesidad de permanecer operativos después de ocurrido el sismo de diseño por lo cual no entran en las categorías de esenciales ni especiales.

3.2.2.2 Cálculo Aceleración espectral (S_a)

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Ec. 37

Este coeficiente hay como determinarlo de dos maneras diferentes, mediante el mapa de zonificación sísmica y mediante las curvas de peligro sísmico. Se calculará de las dos maneras para hacer una comparación y ver cual arroja los resultados más precisos y coherentes.

3.2.2.2.1 Mapa de zonificación sísmica

La aceleración espectral mediante este método depende del periodo de vibración estático así que previamente se obtendrá este parámetro. Cabe recalcar que el periodo de vibración estático variará para cada estructura ya que depende de la altura del sistema y de su tipología estructural.

Para continuar con la explicación de la selección de los datos para la determinación del cortante basal se tomará como ejemplo un edificio de 30 pisos con pórticos resistentes a momento. Dicho esto se procede al cálculo del periodo de vibración estático.

Se utilizará el método 1 ya que es el más comúnmente usado.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Ec. 38

Los valores de C_t y α se encuentran en la siguiente tabla de la NEC.

Tabla. Selección de coeficientes C_t y α para estructuras con pórticos resistentes a momento.

	C_t	α
Para estructuras de acero sin arriostramiento	0,072	0,80
Para estructuras de acero con arriostramiento	0,073	0,75
Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,047	0,90
Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas y muros estructurales y mampostería estructural	0,049	0,75

En cuanto a h_n se obtiene multiplicando el número de pisos por la altura de entrepiso.

$$h_n = 30 * 3,20 = 96 \text{ m}$$

Ec. 39

Reemplazando los valores en la ecuación del periodo se obtiene lo siguiente.

$$T = 0,047 * 96^{0,90} = 2,86 \text{ s}$$

Ec. 40

En este punto la NEC especifica que el periodo de vibración que debe utilizarse para encontrar el C_s debe ser el dinámico siempre y cuando este no supere en 1,30 veces al estático, dicho esto se presentarán las tablas con los periodos de vibración estáticos, estáticos amplificados 1,30 veces y dinámicos, respectivamente, de cada estructura.

Tabla. Periodos obtenidos por análisis dinámico y estático de estructuras con pórticos resistentes a momento.

Estructuras con pórticos resistentes a momento				
	Periodo NEC		Agrietado 0,70 Ig	No agrietado
# pisos	Test (s)	1,3*Test (s)	Tdin (s)	Tdin (s)
5	0,57	0,74	1,28	1,07
10	1,06	1,38	1,88	1,58
15	1,53	1,99	2,27	1,90
20	1,99	2,59	2,92	2,45
25	2,43	3,16	3,36	2,82
30	2,86	3,72	4,04	3,39

Tabla. Periodos obtenidos por análisis dinámico y estático de estructuras con muros de corte.

Estructuras con muros de corte				
	Periodo NEC		Agrietado 0,70 Ig	No agrietado
# pisos	Test (s)	1,3*Test (s)	Tdin (s)	Tdin (s)
5	0,39	0,51	0,22	0,22
10	0,66	0,86	0,52	0,51
15	0,89	1,16	0,82	0,79
20	1,11	1,44	1,23	1,19
25	1,31	1,70	1,65	1,57
30	1,50	1,95	2,17	2,04

El periodo de vibración que se utilizará para el cálculo del cortante basal estático para el edificio del ejemplo será el dinámico ya que $3,39s < 3,72s$. Con este periodo de vibración se puede continuar con la determinación de la aceleración espectral. Cabe recalcar que los valores de C_t y α serán diferentes para estructuras con muros de corte en cuyo caso serán.

Tabla. Tabla. Selección de coeficientes C_t y α para estructuras con muros de corte.

	C_t	α
Para estructuras de acero sin arriostramiento	0,072	0,80
Para estructuras de acero con arriostramiento	0,073	0,75
Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,047	0,90
Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas y muros estructurales y mampostería estructural	0,049	0,75

El siguiente mapa indica las zonas sísmicas del Ecuador y ayudará a la determinación de otros coeficientes necesarios para la aceleración espectral.

Gráfico. Ubicación de Quito en el mapa de zonificación sísmica.

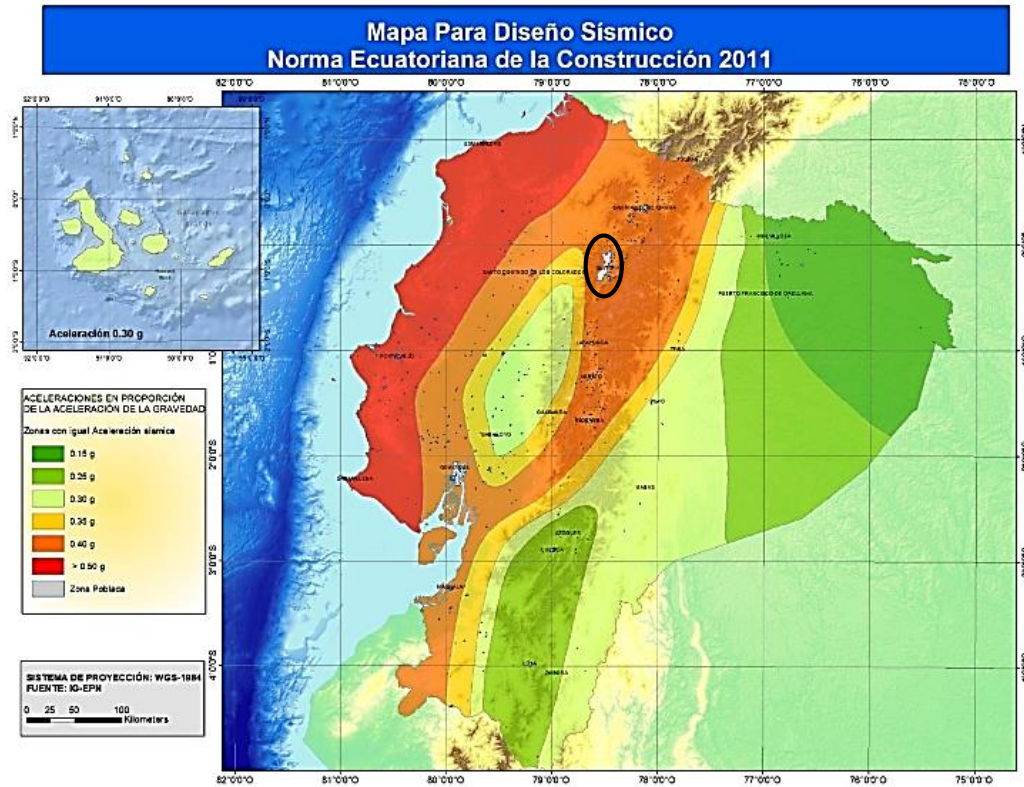


Tabla. Selección de zona sísmica y valores de factor Z.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Se puede observar en el mapa que la ciudad de Quito se encuentra en la zona V, con un peligro sísmico alto y un valor de Z de 0,40 g. Con estos datos proseguiremos a la determinación de los coeficientes de amplificación o de deamplificación de: la aceleración, los desplazamientos y los factores del comportamiento inelástico del subsuelo.

Tabla. Selección de tipo de suelo y factores de sitio Fa.

Tipo de suelo y factores de sitio Fa							
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,5
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D		1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E		1,8	1,5	1,39	1,26	1,14	0,97
F		ver nota					

Tabla. Selección de tipo de suelo y factores de sitio Fd.

Tipo de suelo y factores de sitio Fd							
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,5
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D		1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E		2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F		ver nota					

Tabla. Selección de tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs.

Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs							
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,5
A		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C		1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D		1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F		ver nota					

Como se observa los tres coeficientes son amplificadores tanto como para los edificios con muros de corte como para los edificios con pórticos resistentes a

momento. Y es que para estos coeficientes no intervienen otras características que no sean las del sitio de ubicación.

Ahora procederemos a calcular la aceleración espectral para el edificio del ejemplo.

Con las siguientes ecuaciones.

$$S_a = \eta * Z * F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

Ec. 41

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

Ec. 42

Cada ecuación tiene condiciones por lo que averiguaremos cuál de ellas cumple para continuar con el cálculo, estas condiciones involucran al periodo de vibración estático que obtuvimos anteriormente. Comenzaremos con la primera ecuación, la ecuación T_c es la siguiente.

$$T_c = 0,55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Ec. 43

$$T_c = 0,55 * 1,30 * \frac{1,30}{1,20} = 0,77$$

Ec. 44

Comprobando la condición

$$0 \leq T \leq T_c$$

Ec. 45

$$0 \leq 3,39 \leq 0,77$$

Ec. 46

Se observa claramente que no cumple con la condición de la primera ecuación por lo que la segunda ecuación nos ayudará a continuar con el cálculo. Tanto la primera como la segunda ecuación tienen coeficientes que se encuentran en las siguientes tablas y que son los mismos para los edificios con muros de corte para los edificios con pórticos resistentes a momento.

Tabla. Selección del factor r .

Tipo de suelo	r
A	1,0
B	
C	
D	1,5
E	

Tabla. Selección del factor η .

Región	η
Costa, excepto Esmeraldas	1,8
Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2,48
Oriente	2,6

Reemplazando datos en la segunda ecuación tenemos lo siguiente.

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

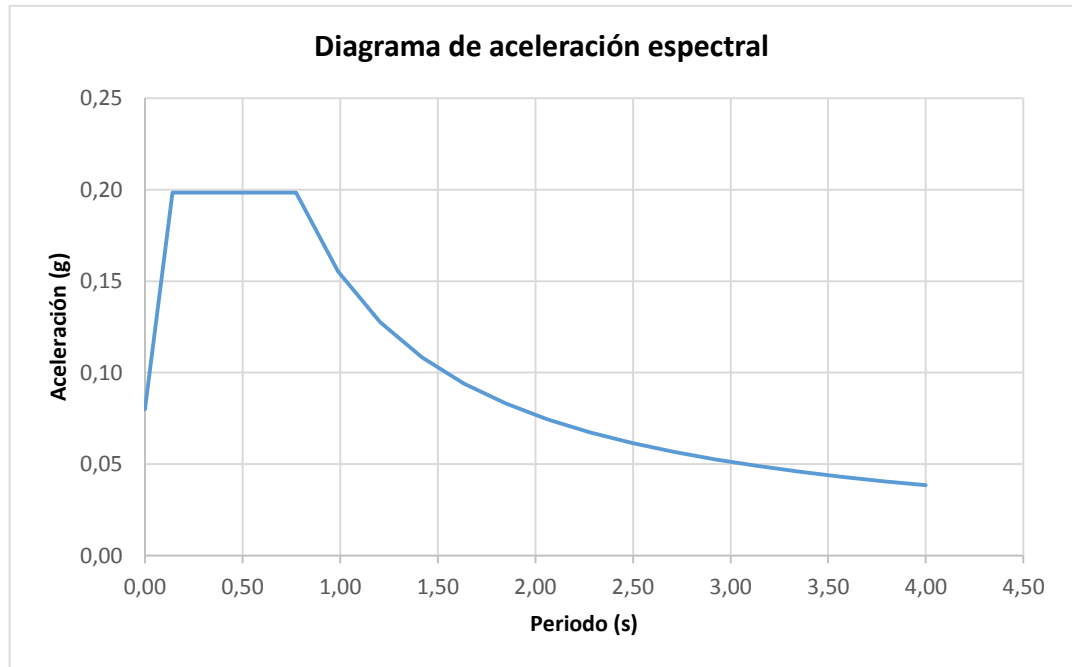
Ec. 47

$$S_a = 2,48 * 0,40 * 1,20 * \left(\frac{0,77}{3,39}\right)^{1,0} = 0,27$$

Ec. 48

Dando como resultado de este método el siguiente diagrama de aceleración espectral.

Gráfico. Diagrama de aceleración espectral según el mapa de zonificación sísmica.



Para comprobar que lo hecho se encuentra bien el valor del coeficiente C_s del cortante basal estático debe ser igual al valor en las ordenadas correspondiente al periodo de vibración estático obtenido, es decir, ubicamos el valor de 3,39s en las abscisas y se traza una línea perpendicular hasta la curva después se traza otra línea hasta que corte perpendicularmente al eje de las ordenadas, ese es el valor que nos interesa. Se puede observar que en el diagrama del ejemplo el valor está apenas arriba de 0,05.

3.2.2.2.2 Curvas de peligro sísmico

Existen curvas de peligro sísmico para la ciudad capital de cada provincia del país. El diagrama de aceleración espectral de este método se obtiene hallando la tasa anual de

excedencia que es el inverso del periodo de retorno del sismo de diseño (475 años) y ubicándolo en el eje de las ordenadas. Una vez hecho este paso se traza una línea perpendicular al eje de las ordenadas y que corte todas las curvas de peligro sísmico para posteriormente trazar otra línea perpendicular al eje de las abscisas desde el punto de intersección de cada curva y de esta manera encontrar las aceleraciones correspondientes.

Las aceleraciones obtenidas serán multiplicadas por el coeficiente F_a que es un amplificador de la aceleración que depende del lugar de ubicación y divididas por R que es el coeficiente de reducción de respuesta que depende del tipo de estructuración que se use. En la siguiente tabla se presentan los valores de las aceleraciones obtenidas del gráfico de las curvas de peligro sísmico en la primera fila y los valores de las aceleraciones multiplicadas y divididas por F_a y R , respectivamente, en la segunda fila.

Tabla. Valores para las curvas de peligro sísmico.

Tasa anual de excedencia	Aceleración (g)				
	PGA	0,1	0,2	0,5	1,0
0,002	0,44	1,04	1,03	0,50	0,08
	0,09	0,21	0,21	0,10	0,02

A continuación se presentarán la curva de peligro sísmico dada en la NEC y el diagrama de aceleración espectral.

Gráfico. Selección de valores en las curvas.

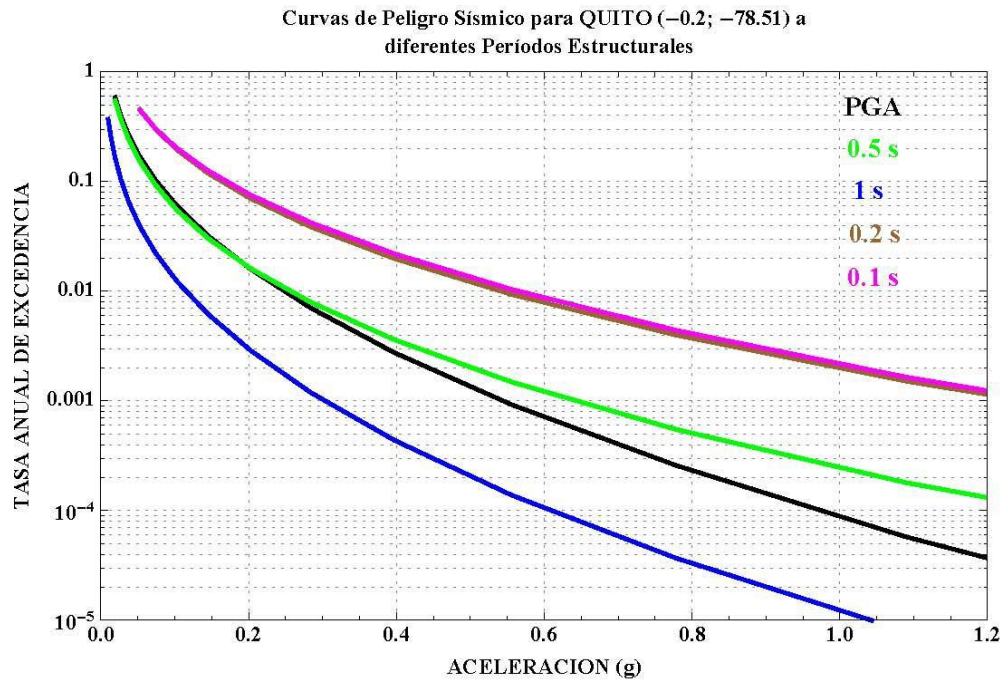
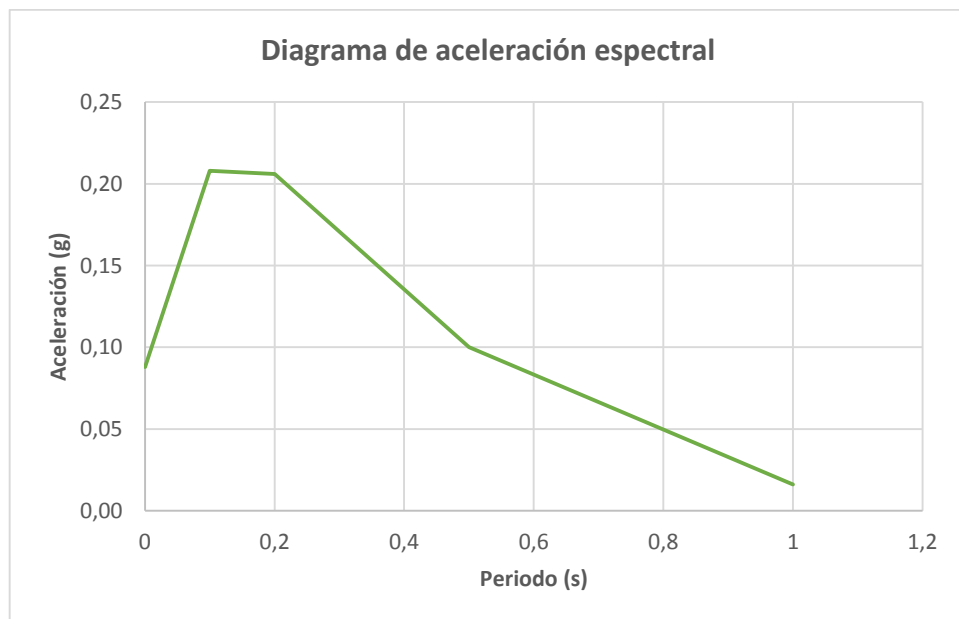
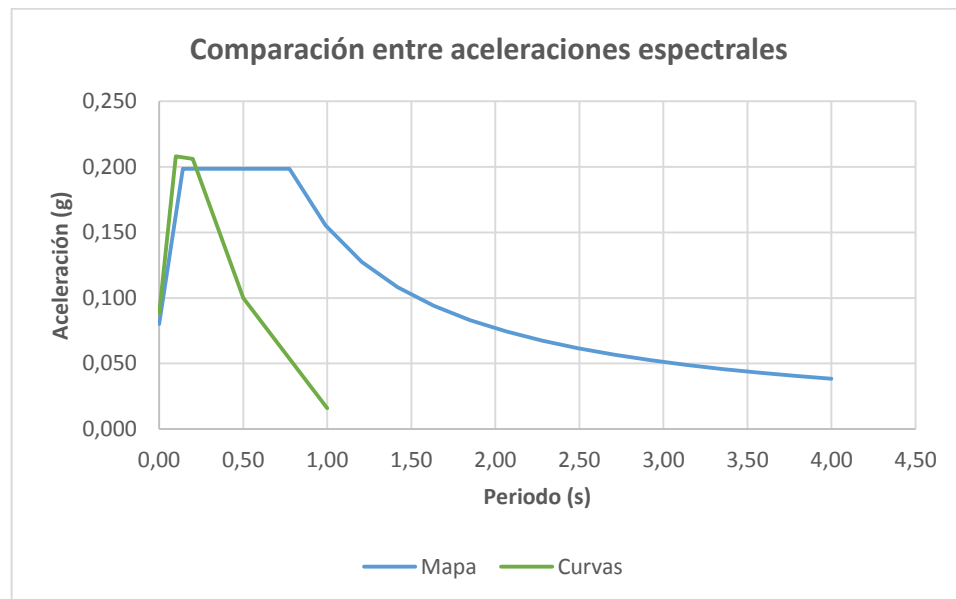


Gráfico. Diagrama de aceleración espectral según curvas de peligro sísmico.



Una vez realizados los diagramas de aceleraciones espectrales se procederá a compararlos para sacar importantes conclusiones de sus diferencias.

Gráfico. Comparación entre los espectros obtenidos.



En esta tabla se observa claramente las grandes diferencias que existen y que se enumerarán a continuación:

1. El diagrama obtenido del mapa de zonificación sísmica abarca periodos de vibración más largos que el diagrama de las curvas de peligro sísmico.
2. Los límites de los periodos de vibración críticos están mejor definidos en el diagrama del mapa de zonificación sísmica que en el diagrama de las curvas de peligro sísmico.
3. Existe una mayor seguridad en los valores obtenidos en el diagrama del mapa de zonificación sísmica que en el diagrama de las curvas de peligro sísmico.

Se ha decidido utilizar el diagrama del mapa de zonificación sísmica para la modelación de las estructuras en el programa Robot, debido a que se obtendrán periodos de vibración largos debido a la altura de los edificios.

3.2.2.3 Coeficiente de reducción de respuesta estructural (R)

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Ec. 49

En cuanto el coeficiente de reducción de respuesta estructural, cuyos valores se encuentran tabulados, varía entre los edificios con muros de corte y los edificios con pórticos resistentes a momento. El valor de R para el edificio del ejemplo que está compuesto por pórticos resistentes a momento es señala a continuación.

Tabla. Selección del coeficiente de reducción de respuesta para estructuras con pórticos resistentes a momento.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Dúctiles	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6

Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R , Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Se determinará asimismo el coeficiente R para los edificios con muros de corte para continuar con la explicación de las diferencias que existen entre estos dos sistemas estructurales.

Tabla. Selección del coeficiente de reducción de respuesta para estructuras con muros de corte.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R , Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos	6

armados de placas.	
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

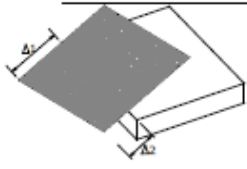
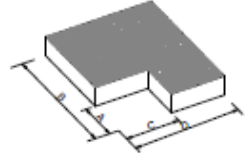
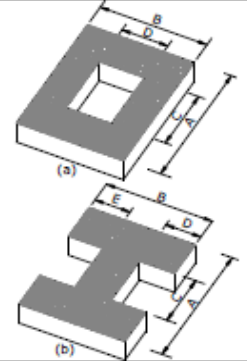
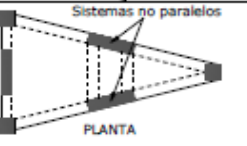
3.2.2.4 Factor de configuración en planta (ϕ_P)

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Ec. 50

En la configuración en planta de los edificios con muros de corte y de los edificios con pórticos resistentes a momento se eligió una forma regular. Tienen una forma cuadrada con 5 filas de 5 columnas separadas una distancia de 7,50 metros entre ejes y para los edificios con muros de corte estos se encontrarán recubriendo cada una de las 4 esquinas como se enseñará en los siguientes gráficos. Viendo este tipo de configuración en planta se procede a tomar el valor de ϕ_P en la siguiente tabla.

Tabla. Selección de la configuración estructural de planta.

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pt}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pt}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Dado a que la forma de planta elegida para los diseños no se encuentra en la tabla y siguiendo las indicaciones de la NEC se toma el valor del coeficiente $\phi_p = 1,0$.

3.2.2.5 Factor de configuración en elevación (ϕ_E)

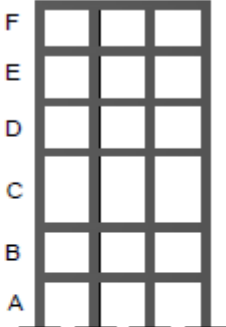
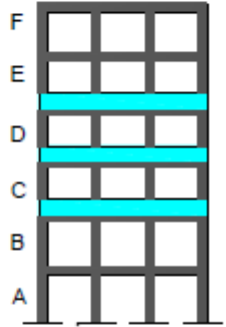
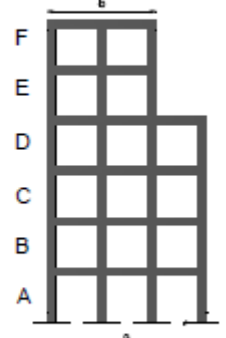
$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E}$$

Ec. 51

Para la configuración en elevación de los edificios con muros de corte y los edificios con pórticos resistentes a momento se he elegido una forma regular también, es decir, que no tienen cambios bruscos en su geometría ni en sus rigideces. Con una altura de entrepiso constante de 3,20 metros para todos los edificios, la configuración en elevación es la siguiente.

Una vez que se ha definido la configuración en elevación se procede a obtener el valor de \emptyset_E de la siguiente tabla.

Tabla. Selección de la configuración estructural en elevación.

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

De igual manera que la configuración en planta la forma seleccionada para la configuración en elevación no consta en la tabla de la NEC de tal forma que se ha asumido un $\phi_E = 1$ tal y como se especifica en la misma norma.

De esta forma el coeficiente C_s para el edificio del ejemplo se obtendrá de la siguiente forma.

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Ec. 52

$$C_s = \frac{1,0 * 0,27}{6,0 * 1,0 * 1,0} = 0,045$$

Ec. 53

Este es el coeficiente correspondiente al edificio del ejemplo y bastaría con multiplicar por la carga reactiva (W) para hallar la magnitud del cortante basal estático. A continuación se presentarán los coeficientes C_s y los periodos de vibración obtenidos, tomando en cuenta la condición de la NEC, para cada estructura que se analizará en la presente disertación.

Tablas. Coeficientes C_s de estructuras no agrietadas.

Estructuras con pórticos resistentes a momento	
# pisos	C_s no agr
5	0,198
10	0,111
15	0,081
20	0,063
25	0,054
30	0,045

Estructuras con muros de corte	
# pisos	C_s no agr
5	0,170
10	0,170
15	0,167
20	0,111
25	0,084
30	0,068

Tablas. Coeficientes C_s de estructuras agrietadas.

Estructuras con pórticos resistentes a momento	
# pisos	C_s agr 0,70 I_g
5	0,198
10	0,111
15	0,077
20	0,059
25	0,049
30	0,045

Estructuras con muros de corte	
# pisos	C_s agr 0,70 I_g
5	0,170
10	0,170
15	0,161
20	0,107
25	0,080
30	0,068

Al analizar detenidamente la primera fila de cuadros de resultados se puede observar que los coeficientes C_s son mayores en las estructuras con muros de corte y esto es lógico debido a que al ser estructuras más rígidas presentan derivas de piso bajas lo que se traduce en un cortante basal mayor y en periodo de vibración menor. Con estos coeficientes y el valor de la carga reactiva (W) que se obtiene del programa Robot se encuentra el cortante basal estático (V) como se muestra a continuación.

Tabla. Determinación del cortante basal de estructuras con pórticos resistentes a momento no agrietados.

Cortante basal estático para pórticos resistentes a momento no agrietados			
# pisos	Cs no agr	W (t)	V (t)
5	0,198	4298,96	851,19
10	0,111	11753,40	1304,63
15	0,081	21674,39	1755,63
20	0,063	36506,29	2299,90
25	0,054	57368,51	3097,90
30	0,045	86247,08	3881,12

Tabla. Determinación del cortante basal de estructuras con pórticos resistentes a momento agrietados.

Cortante basal estático para pórticos resistentes a momento agrietados 0,70 Ig			
# pisos	Cs agr 0,70 Ig	W (t)	V (t)
5	0,198	4298,96	851,19
10	0,111	11753,40	1304,63
15	0,077	21674,39	1668,93
20	0,059	36506,29	2153,87
25	0,049	57368,51	2811,06
30	0,045	86247,08	3881,12

Tabla. Determinación del cortante basal de estructuras con muros de corte no agrietadas.

Cortante basal estático para muros de corte no agrietados			
# pisos	Cs no agr	W (t)	V (t)
5	0,170	4992,26	848,68
10	0,170	13140,01	2233,80
15	0,167	24447,61	4082,75
20	0,111	40203,92	4462,64
25	0,084	63146,06	5304,27
30	0,068	93180,14	6336,25

Tabla. Determinación del cortante basal de estructuras con muros de corte agrietadas.

Cortante basal estático para muros de corte agrietados $0,70 I_g$			
# pisos	Cs agr $0,70 I_g$	W (t)	V (t)
5	0,170	4992,26	848,68
10	0,170	13140,01	2233,80
15	0,161	24447,61	3936,07
20	0,107	40203,92	4301,82
25	0,080	63146,06	5051,68
30	0,068	93180,14	6336,25

3.3 Modelación de la estructuras usando el programa de diseño Robot

La modelación de las estructuras es un paso fundamental en la presente disertación por lo que se explicará con ingresar los datos apropiados para obtener resultados concisos y proceder a realizar las comparaciones entre el comportamiento de las estructuras. Se tomará con ejemplo de modelación el edificio de 30 pisos con pórticos resistentes a momento que se utilizó anteriormente. Cabe recalcar que el proceso es similar tanto para los edificios no agrietados como para los que se encuentran agrietados $0,70 I_g$ y $0,50 I_g$.

Una vez abierto el programa se tienen que establecer las preferencias del programa y las del proyecto. En las preferencias del programa se establecen parámetros básicos como idioma, visualización, etc. En las preferencias del proyecto es en donde se seleccionan las normas de diseño de las estructuras, tipo de material a utilizar, tipo de análisis, unidades de trabajo y los parámetros de trabajo.

Este programa estructural no posee a la NEC en su base de datos por lo que se trabajará con el ACI 318-11, asimismo se trabajará con hormigón armado de 5 ksi o 350 kg/cm² para el edificio del ejemplo. La selección de las normas de diseño y otros parámetros se pueden observar en los siguientes gráficos.

Gráfico. Determinación de la resistencia del hormigón.

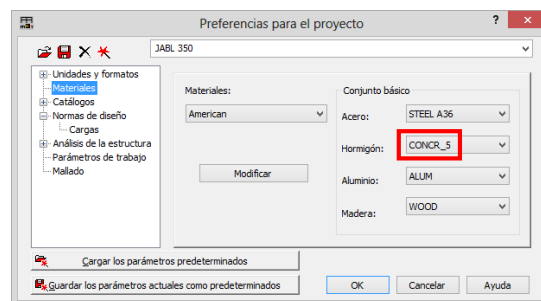


Gráfico. Determinación de la norma de diseño del hormigón.

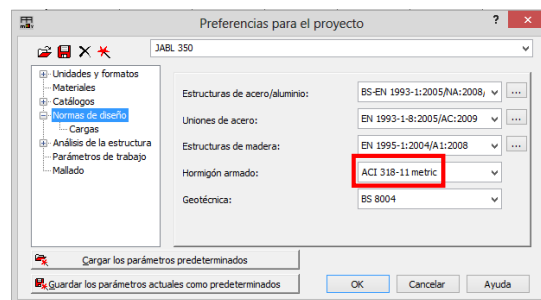
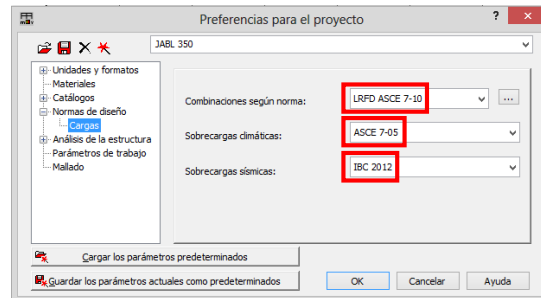


Gráfico. Determinación de las normas de análisis.



Después de haber definido las preferencias se empieza por ingresar las dimensiones de los elementos estructurales tales como vigas, losas columnas y muros de corte en caso de haberlos. Se ingresarán las dimensiones de la tabla de dimensiones anteriormente expuesta correspondientes al edificio del ejemplo.

Gráfico. Dimensionamiento de columnas

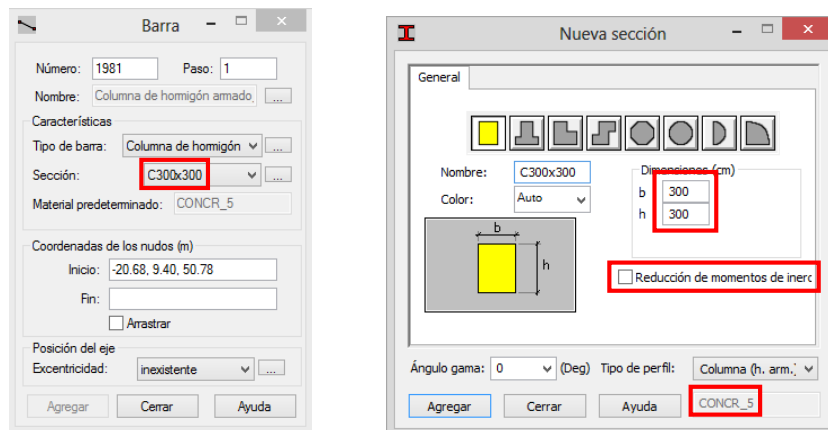


Gráfico. Dimensionamiento de vigas

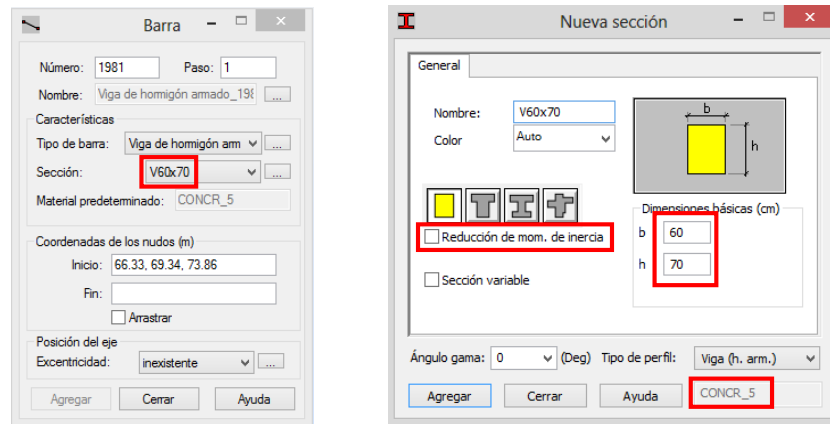
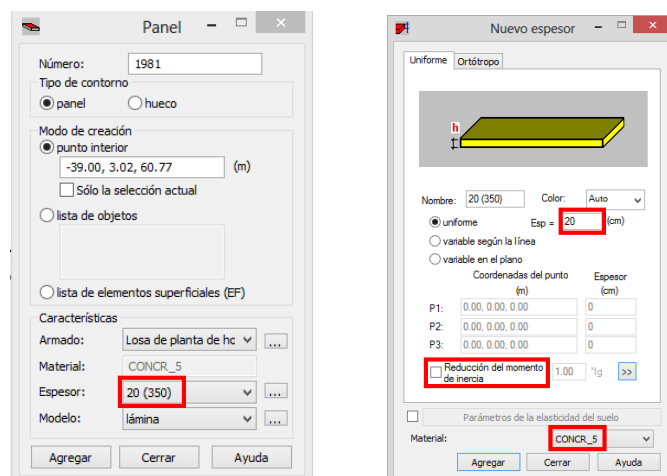
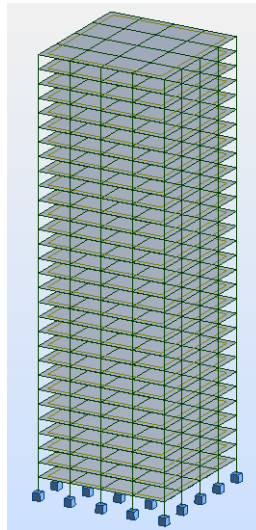


Gráfico. Dimensionamiento de losas



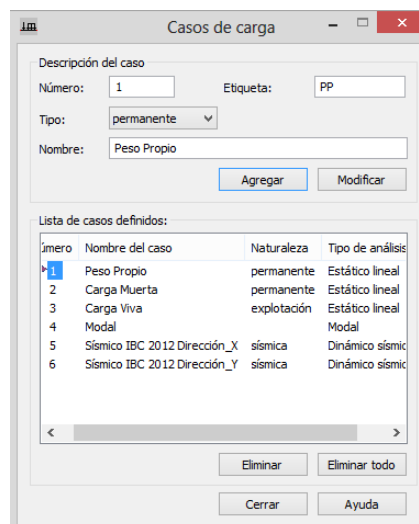
Como se puede observar la resistencia del hormigón viene predeterminado de las preferencias del proyecto y además no se ha reducido los momentos de inercia ya que es un edificio no agrietado. En este paso hay que controlar las dimensiones, el material utilizado y la reducción de momentos de inercia. Una vez ingresadas las dimensiones de los elementos estructurales se procede a modelar la estructura.

Gráfico. Edificio con pórticos resistentes a momento de 30 pisos.



Paso seguido se definen los casos de carga, para el análisis de las estructuras se definieron 6 casos de carga siendo los tres primeros de análisis lineal, uno modal y los dos últimos dinámicos. No existe análisis dinámico sísmico para la dirección Z ya que no es un caso crítico que pueda afectar a la estructura y por esta razón no se la definió en ninguno de los modelos.

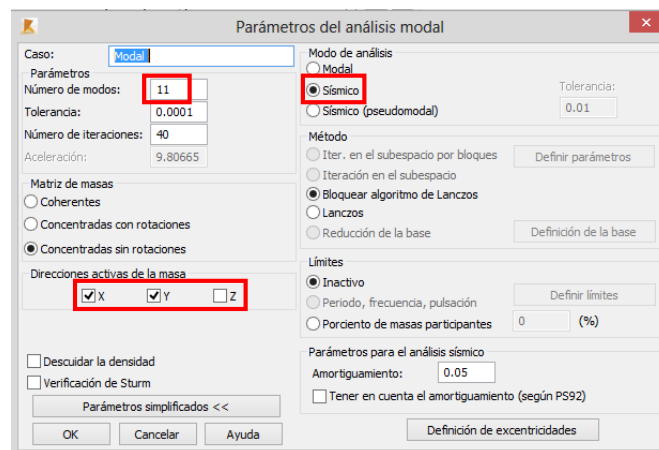
Gráfico. Definición de los estados de carga.



Para definir los casos modales y dinámicos sísmicos se procede a hacer lo siguiente.

En primer lugar se define el caso modal.

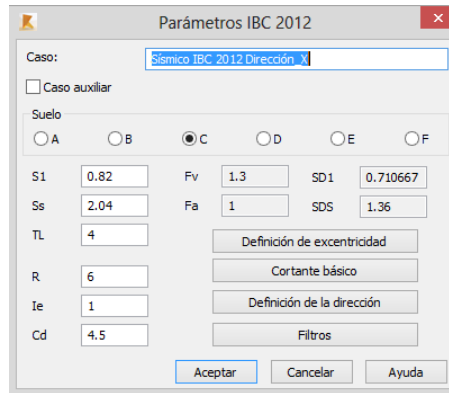
Gráfico. Ajustes del análisis dinámico



En esta ventana se definen varios aspectos como: número de modos, direcciones activas de las masas y el modo de análisis. Como se observa en la figura de arriba se han seleccionado 11 modos para cumplir el 90% mínimo de masa modal, igualmente se ha desactivado la opción Z de las direcciones activas de masa por lo explicado anteriormente y en el modo de análisis se seleccionó la opción sísmico para crear los análisis dinámicos sísmicos.

Ya definido el análisis modal se procede a crear los análisis dinámicos sísmicos de la siguiente forma.

Gráfico. Creación de análisis dinámicos sísmicos.



En esta ventana se ingresan los datos correspondientes al tipo de suelo, coeficiente de reducción de respuesta, importancia, coeficiente de sobrerresistencia y los coeficientes S_1 y S_s obtenidos de la USGS y que representan la aceleración en un periodo corto del sismo de diseño. Este paso es el mismo tanto para el análisis dinámico sísmico en X como para en Y. Las magnitudes de las cargas muertas y vivas, tal y como se las explicó antes, se observan en los siguientes gráficos.

Gráfico. Carga Muerta (CM)

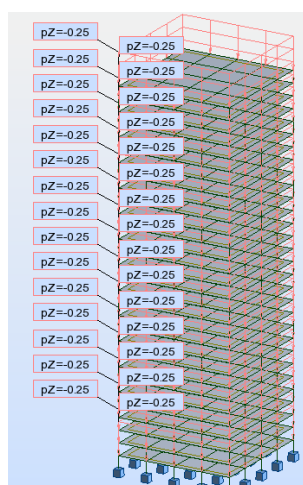
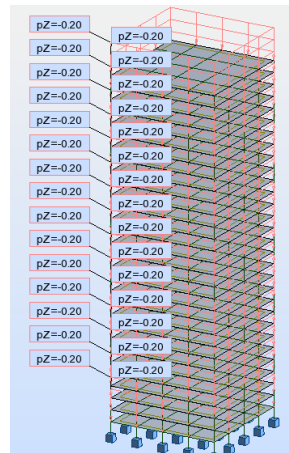


Gráfico. Carga Viva (CV)



Previo a calcular la estructura hay que realizar dos pasos más. Uno de estos es definir en plantas cada uno de los pisos del edificio con el fin de que el cálculo de las derivas y de la participación modal sea más preciso al momento de calcular el cortante basal dinámico y el periodo de vibración dinámico.

El último paso a realizar es una especificación que exige la NEC en cuanto a las cargas que intervienen en el peso reactivo (W) en la cual se indica que hay que trabajar con el 100% de la carga muerta mas el 25% de la carga viva.

Gráfico. Carga reactiva.

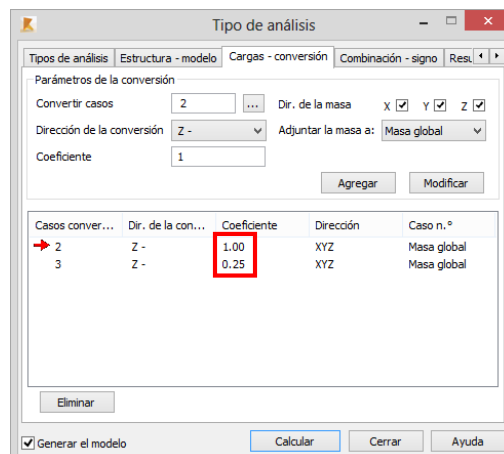
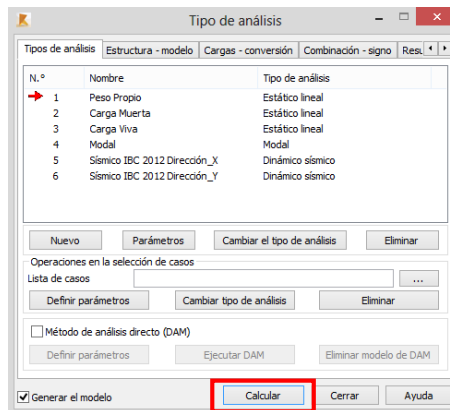


Gráfico. Calcular.



Y finalmente se procede al análisis dinámico según el programa Robot. Acto seguido se buscan las tablas de respuestas del comportamiento de la estructura tales como: periodos de vibración, cortante basal y derivas de piso así como se muestra en los siguientes gráficos. Estas tablas se presentarán a continuación para cada una de las estructuras así que se indicarán los datos a observar y tomar en cuenta.

Gráfico. Periodos de vibración dinámico y participación modal

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.29	3.39	1.62	67.09	0.0	1.62	67.09
4/ 2	0.29	3.39	68.71	68.71	0.0	67.09	1.62
4/ 3	0.50	2.01	68.71	68.71	0.0	0.00	0.00
4/ 4	1.15	0.87	69.08	82.18	0.0	0.37	13.47
4/ 5	1.15	0.87	82.55	82.55	0.0	13.47	0.37
4/ 6	1.59	0.63	82.55	82.55	0.0	0.00	0.00
4/ 7	2.73	0.37	88.37	82.57	0.0	5.82	0.02
4/ 8	2.73	0.37	88.39	88.39	0.0	0.02	5.82
4/ 9	3.20	0.31	88.39	88.39	0.0	0.00	0.00
4/ 10	5.07	0.20	88.98	88.98	0.0	1.58	1.58
4/ 11	6.95	0.14	90.96	90.96	0.0	0.98	0.98

Gráfico. Cortante basal dinámico

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2755.47	402.09	5618.26	3087.01	57796.90	18.80
Suma de reacciones <	2755.33	402.02	0.00	2955.57	133473.36	40799.20
Suma de esfuerzos	2747.39	357.06	0.0	2651.19	133465.78	40799.29
Verificación	5502.72	759.08	0.00	5606.76	266939.14	81598.49
Precisión:	7.21745e-002	1.00379e+000				

Gráfico. Derivas de piso

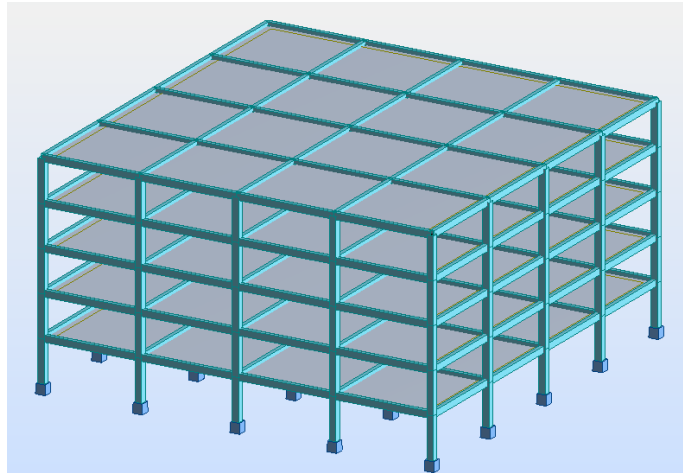
Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	0	0	0
5/ 3	2	0	1	0	0.00	0.00	2	0	1	0
5/ 4	4	0	1	0	0.00	0.00	4	1	2	0
5/ 5	5	0	2	0	0.01	0.00	5	1	4	1
5/ 6	7	0	2	0	0.01	0.00	7	2	5	1
5/ 7	10	0	2	-0	0.01	-0.00	9	2	7	2
5/ 8	12	0	2	-0	0.01	-0.00	12	3	9	2
5/ 9	14	0	2	-0	0.01	-0.00	14	3	12	3
5/ 10	17	0	3	-0	0.01	-0.00	17	4	14	3
5/ 11	20	0	3	0	0.01	0.00	19	4	17	4
5/ 12	22	0	3	0	0.01	0.00	22	5	19	4
5/ 13	25	0	3	0	0.01	0.00	24	5	22	5
5/ 14	28	0	3	0	0.01	0.00	27	6	24	5
5/ 15	30	0	3	0	0.01	0.00	30	7	27	6
5/ 16	33	0	3	-0	0.01	-0.00	32	7	30	7
5/ 17	36	0	3	-0	0.01	-0.00	35	8	32	7
5/ 18	38	0	3	-0	0.01	-0.00	37	8	35	8
5/ 19	41	0	3	-0	0.01	-0.00	40	9	37	8
5/ 20	43	0	3	0	0.01	0.00	42	9	40	9
5/ 21	46	0	2	0	0.01	0.00	45	10	42	9
5/ 22	48	0	2	0	0.01	0.00	47	10	45	10
5/ 23	50	0	2	0	0.01	0.00	49	11	47	10
5/ 24	53	0	2	0	0.01	0.00	52	11	49	11
5/ 25	55	0	2	-0	0.01	-0.00	54	12	52	11
5/ 26	57	0	2	-0	0.01	-0.00	56	12	54	12
5/ 27	59	0	2	-0	0.01	-0.00	58	13	56	12
5/ 28	61	0	2	0	0.01	0.00	60	13	58	13
5/ 29	64	0	2	0	0.01	0.00	62	14	60	13
5/ 30	66	0	2	0	0.01	0.00	64	14	62	14

Este proceso es el que se debe hacer para todas las estructuras que intervendrán en esta comparación. En total son 36 estructuras a modelar en el programa de diseño Robot ya incluidas las estructuras agrietadas y no agrietadas.

A continuación se mostrarán las tablas de respuestas obtenidas del programa y que resultan útiles para las comparaciones que se pretende realizar. De igual manera se ajustará el cortante basal de las estructuras agrietadas $0,50 I_g$ al mayor entre: el cortante basal dinámico obtenido en las estructuras agrietadas $0,70 I_g$ y el 85% del cortante basal estático correspondiente a la misma estructura.

3.3.1 Presentación de los resultados del programa Robot

Estructuras con pórticos resistentes a momento de 5 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.94	1.07	41.18	41.18	0.0	41.18	41.18
4/ 2	0.94	1.07	82.35	82.35	0.0	41.17	41.17
4/ 3	1.08	0.93	82.35	82.35	0.0	0.00	0.00
4/ 4	2.99	0.33	87.67	87.67	0.0	5.31	5.31
4/ 5	2.99	0.33	92.98	92.98	0.0	5.31	5.31
4/ 6	3.45	0.29	92.98	92.98	0.0	0.00	0.00
4/ 7	5.49	0.18	95.13	95.13	0.0	2.16	2.16
4/ 8	5.49	0.18	97.29	97.29	0.0	2.16	2.16
4/ 9	6.38	0.16	97.29	97.29	0.0	0.00	0.00
4/ 10	8.30	0.12	98.32	98.32	0.0	1.03	1.03

$$T_{din.} = 1,07s ; 98,32\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X						
Modo CQC							
Suma final	406.64	10.54	286.23	16.87	906.66	0.42	
Suma de reacciones <	406.61	10.08	0.00	15.21	4536.77	6080.14	
Suma de esfuerzos	406.61	10.08	0.0	15.21	4536.77	6080.13	
Verificación	813.22	20.17	0.00	30.41	9073.54	12160.27	
Precisión:	1.07799e-002	1.85118e-004					

$$406,61 < 723,51 \text{ (85\% del } V_{est}) ; \text{ se corrige el cortante basal}$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X						
Modo CQC							
Suma final	723.33	18.75	509.16	30.01	1612.79	0.75	
Suma de reacciones <	723.29	17.94	0.00	27.05	8070.12	10815.51	
Suma de esfuerzos	723.29	17.94	0.0	27.05	8070.12	10815.50	
Verificación	1446.58	35.88	0.00	54.10	16140.25	21631.01	
Precisión:	1.91756e-002	3.29293e-004					

$$723,29 \approx 723,51 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	3	0	3	0	0.01	0.00	2	2	0.0	0.0
5/ 2	8	0	5	0	0.02	0.00	6	6	2	2
5/ 3	13	0	4	0	0.01	0.00	9	9	6	6
5/ 4	16	0	3	0	0.01	0.00	11	11	9	9
5/ 5	18	0	2	0	0.01	0.00	13	13	11	11

$$0,02 \leq 002$$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.78	1.28	41.19	41.19	0.0	41.19	41.19
4/ 2	0.78	1.28	82.37	82.37	0.0	41.19	41.19
4/ 3	0.90	1.11	82.37	82.37	0.0	0.00	0.00
4/ 4	2.50	0.40	87.68	87.68	0.0	5.30	5.30
4/ 5	2.50	0.40	92.98	92.98	0.0	5.30	5.30
4/ 6	2.89	0.35	92.98	92.98	0.0	0.00	0.00
4/ 7	4.60	0.22	95.13	95.13	0.0	2.15	2.15
4/ 8	4.60	0.22	97.29	97.29	0.0	2.15	2.15
4/ 9	5.34	0.19	97.29	97.29	0.0	0.00	0.00
4/ 10	6.96	0.14	98.32	98.32	0.0	1.03	1.03

$$T_{din.} = 1,28 \text{ s} ; 98,32\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	346.19	10.37	242.27	16.55	769.09	0.32
Suma de reacciones <	346.16	10.06	0.00	12.95	3800.83	5175.10
Suma de esfuerzos	346.16	10.06	0.0	12.95	3800.83	5175.10
Verificación	692.31	20.13	0.00	25.91	7601.67	10350.20
Precisión:	1.92140e-002	2.18143e-004				

$$346,16 < 723,51 \text{ (85\% del } V_{est}) \text{ ; se corrige el cortante basal}$$

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	298.98	10.26	206.68	16.34	661.35	0.25
Suma de reacciones <	298.95	10.05	0.00	11.22	3216.19	4468.28
Suma de esfuerzos	298.95	10.05	0.0	11.22	3216.19	4468.27
Verificación	597.90	20.09	0.00	22.43	6432.38	8936.55
Precisión:	9.62084e-003	2.07153e-005				

$$\text{Se iguala el cortante basal a } 723,51 \text{ (85\% del } V_{est})$$

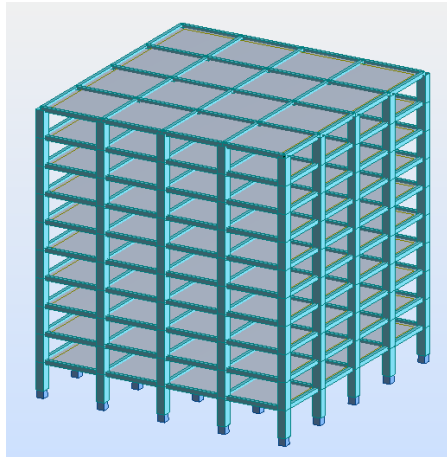
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	723.18	24.82	499.92	39.51	1599.69	0.61
Suma de reacciones <	723.10	24.30	0.00	27.13	7779.34	10807.90
Suma de esfuerzos	723.10	24.30	0.0	27.13	7779.34	10807.88
Verificación	1446.20	48.60	0.00	54.26	15558.68	21615.78
Precisión:	2.32709e-002	5.01064e-005				

$$723,10 \approx 723,51 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	5	0	5	0	0.01	0.00	3	3	0.0	0.0
5/ 2	12	0	7	-0	0.02	-0.00	8	8	3	3
5/ 3	18	0	6	0	0.02	0.00	13	13	8	8
5/ 4	23	0	5	0	0.01	0.00	16	16	13	13
5/ 5	28	0	3	-0	0.01	-0.00	18	18	16	16

$$0,02 \leq 002$$

Estructuras con pórticos resistentes a momento de 10 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.63	1.58	37.54	37.54	0.0	37.54	37.54
4/ 2	0.64	1.57	75.08	75.08	0.0	37.54	37.54
4/ 3	0.74	1.36	75.08	75.08	0.0	0.00	0.00
4/ 4	2.20	0.46	80.89	80.89	0.0	5.80	5.80
4/ 5	2.20	0.46	86.69	86.69	0.0	5.80	5.80
4/ 6	2.53	0.40	86.69	86.69	0.0	0.00	0.00
4/ 7	4.56	0.22	89.30	89.30	0.0	2.61	2.61
4/ 8	4.57	0.22	91.90	91.90	0.0	2.61	2.61
4/ 9	5.23	0.19	91.90	91.90	0.0	0.00	0.00
4/ 10	7.94	0.13	93.39	93.39	0.0	1.49	1.49

$$T_{din.} = 1,58 \text{ s} ; 93,39\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	656.81	35.24	686.74	96.67	3547.96	2.37
Suma de reacciones <	656.78	34.81	0.00	76.15	13223.24	9817.99
Suma de esfuerzos	656.78	34.81	0.0	76.15	13223.24	9817.98
Verificación	1313.55	69.63	0.00	152.31	26446.47	19635.97
Precisión:	3.78852e-003	6.99173e-003				

$656,78 < 1108,93$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1107.43	59.41	1157.89	162.99	5982.14	3.99
Suma de reacciones <	1107.38	58.70	0.00	128.40	22295.43	16553.92
Suma de esfuerzos	1107.38	58.70	0.0	128.40	22295.43	16553.89
Verificación	2214.75	117.40	0.00	256.80	44590.86	33107.81
Precisión:	6.38775e-003	1.17886e-002				

$$1107,38 \approx 1108,93 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0.0	0.0
5/ 2	4	0	3	0	0.01	0.00	3	3	1	1
5/ 3	8	0	4	-0	0.01	-0.00	5	5	3	3
5/ 4	12	0	4	0	0.01	0.00	8	8	5	5
5/ 5	15	0	4	0	0.01	0.00	11	11	8	8
5/ 6	19	0	3	-0	0.01	-0.00	13	13	11	11
5/ 7	22	0	3	0	0.01	0.00	15	15	13	13
5/ 8	24	0	3	0	0.01	0.00	17	17	15	15
5/ 9	26	0	2	-0	0.01	-0.00	19	19	17	17
5/ 10	28	0	2	0	0.01	0.00	20	20	19	19

$$0,01 \leq 002$$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.53	1.88	75.11	0.00	0.0	75.11	0.00
4/ 2	0.79	1.27	75.11	67.29	0.0	0.00	67.29
4/ 3	0.79	1.26	75.11	67.41	0.0	0.00	0.11
4/ 4	1.84	0.54	86.69	67.41	0.0	11.58	0.00
4/ 5	3.37	0.30	86.69	67.41	0.0	0.00	0.00
4/ 6	3.70	0.27	86.69	84.58	0.0	0.00	17.17
4/ 7	3.82	0.26	91.90	84.58	0.0	5.21	0.00
4/ 8	6.66	0.15	94.88	84.58	0.0	2.98	0.00
4/ 9	8.23	0.12	94.88	84.58	0.0	0.00	0.00
4/ 10	9.60	0.10	94.88	91.11	0.0	0.00	6.53

$$T_{din.} = 1,88 \text{ s} ; 91,11\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	572.96	6.65	582.57	24.35	3039.86	1.21
Suma de reacciones <	572.93	0.33	0.00	7.37	11085.61	8585.32
Suma de esfuerzos	572.93	0.33	0.0	7.37	11085.61	8585.31
Verificación	1145.86	0.66	0.00	14.74	22171.23	17170.63
Precisión:	9.56729e-005	9.34593e-003				

$$572,93 < 1108,93 \text{ (85\% del } V_{est}) ; \text{ se corrige el cortante basal}$$

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	486.61	34.94	496.93	95.88	2576.46	1.40
Suma de reacciones <	486.58	34.79	0.00	71.86	9384.21	7263.46
Suma de esfuerzos	486.58	34.79	0.0	71.86	9384.21	7263.44
Verificación	973.16	69.58	0.00	143.72	18768.42	14526.90
Precisión:	5.56689e-003	1.95847e-003				

Se iguala el cortante basal a 1108,93 (85% del V_{est})

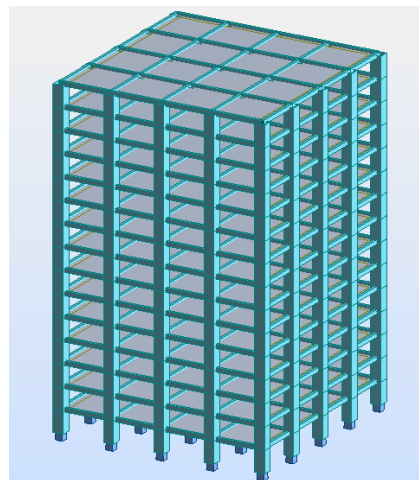
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1106.18	79.43	1129.64	217.96	5856.91	3.18
Suma de reacciones <	1106.11	79.08	0.00	163.36	21332.50	16511.54
Suma de esfuerzos	1106.11	79.08	0.0	163.36	21332.51	16511.50
Verificación	2212.22	158.16	0.00	326.71	42665.01	33023.04
Precisión:	1.26548e-002	4.45206e-003				

$$1106,11 \approx 1108,93 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	2	0	2	0	0.01	0.00	1	1	0.0	0.0
5/ 2	6	0	4	0	0.01	0.00	4	4	1	1
5/ 3	11	0	5	-0	0.02	-0.00	8	8	4	4
5/ 4	16	0	5	-0	0.02	-0.00	12	12	8	8
5/ 5	22	0	5	-0	0.02	-0.00	15	15	12	12
5/ 6	26	0	5	-0	0.01	-0.00	19	19	15	15
5/ 7	31	0	4	0	0.01	0.00	22	22	19	19
5/ 8	34	0	4	0	0.01	0.00	24	24	22	22
5/ 9	37	0	3	-0	0.01	-0.00	26	26	24	24
5/ 10	40	0	2	0	0.01	0.00	28	28	26	26

$$0,01 \leq 002$$

Estructuras con pórticos resistentes a momento de 15 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.53	1.90	36.18	36.18	0.0	36.18	36.18
4/ 2	0.53	1.90	72.37	72.37	0.0	36.19	36.19
4/ 3	0.65	1.55	72.37	72.37	0.0	0.00	0.00
4/ 4	1.90	0.53	78.52	78.52	0.0	6.15	6.15
4/ 5	1.90	0.53	84.67	84.67	0.0	6.15	6.15
4/ 6	2.24	0.45	84.67	84.67	0.0	0.00	0.00
4/ 7	4.14	0.24	87.40	87.40	0.0	2.74	2.74
4/ 8	4.14	0.24	90.14	90.14	0.0	2.74	2.74
4/ 9	4.72	0.21	90.14	90.14	0.0	0.00	0.00
4/ 10	7.41	0.13	91.67	91.67	0.0	1.53	1.53

$$T_{din.} = 1,90 \text{ s ; } 91,67\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1063.19	67.84	1419.97	279.21	9643.26	5.12
Suma de reacciones <	1063.14	67.56	0.00	228.86	29721.83	15897.32
Suma de esfuerzos	1063.15	67.56	0.0	228.86	29721.83	15897.30
Verificación	2126.28	135.11	0.00	457.72	59443.66	31794.62
Precisión:	1.32721e-003	4.50326e-002				

$1063,14 < 1492,28$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1489.35	95.04	1989.14	391.12	13508.60	7.18
Suma de reacciones <	1489.28	94.63	0.00	320.59	41635.32	22269.49
Suma de esfuerzos	1489.29	94.64	0.0	320.60	41635.32	22269.46
Verificación	2978.57	189.27	0.00	641.19	83270.63	44538.95
Precisión:	1.85919e-003	6.30831e-002				

$1489,28 \approx 1492,28$ (85% del V_{est})

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	1	0	1	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	2	0	2	0	0.01	0.00	2	2	0	0
5/ 3	5	0	2	0	0.01	0.00	3	3	2	2
5/ 4	7	0	3	-0	0.01	-0.00	5	5	3	3
5/ 5	10	0	3	-0	0.01	-0.00	7	7	5	5
5/ 6	14	0	3	0	0.01	0.00	10	10	7	7
5/ 7	17	0	3	0	0.01	0.00	12	12	10	10
5/ 8	19	0	3	0	0.01	0.00	14	14	12	12
5/ 9	22	0	3	-0	0.01	-0.00	16	16	14	14
5/ 10	25	0	3	-0	0.01	-0.00	18	18	16	16
5/ 11	27	0	2	0	0.01	0.00	19	19	18	18
5/ 12	29	0	2	0	0.01	0.00	21	21	19	19
5/ 13	31	0	2	-0	0.01	-0.00	22	22	21	21
5/ 14	33	0	2	-0	0.01	-0.00	24	24	22	22
5/ 15	35	0	2	0	0.01	0.00	25	25	24	24

$0,01 \leq 002$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.44	2.27	36.20	36.20	0.0	36.20	36.20
4/ 2	0.44	2.26	72.41	72.41	0.0	36.20	36.20
4/ 3	0.54	1.85	72.41	72.41	0.0	0.00	0.00
4/ 4	1.59	0.63	78.54	78.54	0.0	6.13	6.13
4/ 5	1.59	0.63	84.67	84.67	0.0	6.13	6.13
4/ 6	1.87	0.53	84.67	84.67	0.0	0.00	0.00
4/ 7	3.46	0.29	87.41	87.41	0.0	2.74	2.74
4/ 8	3.46	0.29	90.14	90.14	0.0	2.74	2.74
4/ 9	3.96	0.25	90.14	90.14	0.0	0.00	0.00
4/ 10	6.21	0.16	91.67	91.67	0.0	1.53	1.53

$T_{din.} = 2,27 \text{ s} ; 91,67\% \geq 90\%$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	901.45	67.72	1193.04	278.84	8105.19	3.80
Suma de reacciones <	901.40	67.55	0.00	227.22	24934.68	13465.88
Suma de esfuerzos	901.41	67.55	0.0	227.22	24934.68	13465.87
Verificación	1802.82	135.09	0.00	454.43	49869.37	26931.75
Precisión:	1.26084e-003	2.05620e-002				

$901,40 < 1418,59$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	774.55	67.64	1018.40	278.61	6889.68	2.89
Suma de reacciones <	774.51	67.54	0.00	226.09	21123.79	11556.11
Suma de esfuerzos	774.52	67.54	0.0	226.09	21123.79	11556.10
Verificación	1549.03	135.07	0.00	452.18	42247.58	23112.20
Precisión:	1.35749e-003	9.08258e-003				

Se iguala el cortante basal a 1418,59 (85% del V_{est})

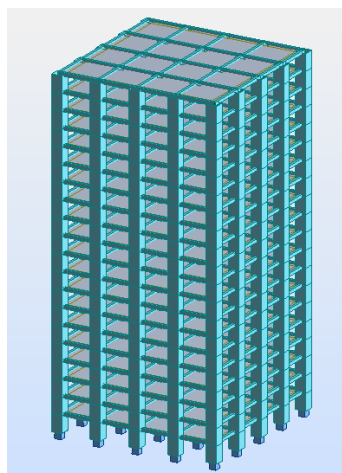
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1413.29	123.42	1858.24	508.38	12571.41	5.27
Suma de reacciones <	1413.23	123.23	0.00	412.54	38543.98	21086.10
Suma de esfuerzos	1413.24	123.23	0.0	412.54	38543.98	21086.08
Verificación	2826.47	246.47	0.00	825.09	77087.95	42172.18
Precisión:	2.47698e-003	1.65727e-002				

$1413,23 \approx 1418,59$ (85% del V_{est})

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0.0	0.0
5/ 2	3	0	2	0	0.01	0.00	2	2	1	1
5/ 3	7	0	3	0	0.01	0.00	5	5	2	2
5/ 4	11	0	4	-0	0.01	-0.00	7	7	5	5
5/ 5	15	0	4	-0	0.01	-0.00	10	10	7	7
5/ 6	19	0	4	0	0.01	0.00	14	14	10	10
5/ 7	23	0	4	0	0.01	0.00	17	17	13	13
5/ 8	27	0	4	0	0.01	0.00	19	19	16	16
5/ 9	31	0	4	-0	0.01	-0.00	22	22	19	19
5/ 10	35	0	4	-0	0.01	-0.00	25	25	22	22
5/ 11	38	0	3	0	0.01	0.00	27	27	25	25
5/ 12	42	0	3	0	0.01	0.00	29	29	27	27
5/ 13	44	0	3	-0	0.01	-0.00	31	31	29	29
5/ 14	47	0	3	-0	0.01	-0.00	33	33	31	31
5/ 15	49	0	2	0	0.01	0.00	35	35	33	33

$0,01 \leq 002$

Estructuras con pórticos resistentes a momento de 20 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.41	2.45	35.17	35.17	0.0	35.17	35.17
4/ 2	0.41	2.45	70.35	70.35	0.0	35.18	35.18
4/ 3	0.56	1.80	70.35	70.35	0.0	0.00	0.00
4/ 4	1.54	0.65	76.93	76.93	0.0	6.58	6.58
4/ 5	1.54	0.65	83.51	83.51	0.0	6.58	6.58
4/ 6	1.90	0.53	83.51	83.51	0.0	0.00	0.00
4/ 7	3.52	0.28	86.36	86.36	0.0	2.86	2.86
4/ 8	3.52	0.28	89.22	89.22	0.0	2.86	2.86
4/ 9	4.03	0.25	89.22	89.22	0.0	0.00	0.00
4/ 10	6.45	0.16	90.79	90.79	0.0	1.57	1.57

$$T_{din.} = 2,45 \text{ s} ; 90,79\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1469.67	119.07	2296.45	662.38	19769.96	7.79
Suma de reacciones <	1469.60	118.88	0.00	575.74	51630.72	21954.11
Suma de esfuerzos	1469.69	118.89	0.0	575.75	51630.75	21954.08
Verificación	2939.28	237.78	0.00	1151.49	103261.46	43908.19
Precisión:	1.86948e-003	8.48666e-001				

$$1469,60 < 1954,91 \text{ (85\% del } V_{est}) ; \text{ se corrige el cortante basal}$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1948.64	157.87	3044.87	878.26	26213.10	10.33
Suma de reacciones <	1948.54	157.63	0.00	763.38	68457.47	29109.08
Suma de esfuerzos	1948.67	157.64	0.0	763.39	68457.50	29109.04
Verificación	3897.21	315.27	0.00	1526.77	136914.97	58218.12
Precisión:	2.47875e-003	1.12525e+000				

$$1948,54 \approx 1954,91 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	2	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	3	0	2	0	0.01	0.00	2	2	1	1
5/ 4	6	0	2	0	0.01	0.00	4	4	2	2
5/ 5	8	0	3	-0	0.01	-0.00	6	6	4	4
5/ 6	11	0	3	-0	0.01	-0.00	8	8	6	6
5/ 7	14	0	3	-0	0.01	-0.00	10	10	8	8
5/ 8	17	0	3	0	0.01	0.00	12	12	10	10
5/ 9	20	0	3	0	0.01	0.00	14	14	12	12
5/ 10	22	0	3	0	0.01	0.00	16	16	14	14
5/ 11	25	0	3	-0	0.01	-0.00	18	18	16	16
5/ 12	28	0	3	-0	0.01	-0.00	20	20	18	18
5/ 13	31	0	3	-0	0.01	-0.00	22	22	20	20
5/ 14	33	0	3	0	0.01	0.00	23	23	22	22
5/ 15	36	0	2	0	0.01	0.00	25	25	23	23
5/ 16	38	0	2	0	0.01	0.00	27	27	25	25
5/ 17	40	0	2	-0	0.01	-0.00	28	28	27	27
5/ 18	42	0	2	-0	0.01	-0.00	30	30	28	28
5/ 19	44	0	2	0	0.01	0.00	31	31	30	30
5/ 20	46	0	2	0	0.01	0.00	33	33	31	31

$$0,01 \leq 0,02$$

Agrietado: 0,70 I_g

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.34	2.92	35.19	35.19	0.0	35.19	35.19
4/ 2	0.34	2.92	70.39	70.39	0.0	35.19	35.19
4/ 3	0.47	2.15	70.39	70.39	0.0	0.00	0.00
4/ 4	1.29	0.78	76.95	76.95	0.0	6.56	6.56
4/ 5	1.29	0.78	83.51	83.51	0.0	6.56	6.56
4/ 6	1.60	0.63	83.51	83.51	0.0	0.00	0.00
4/ 7	2.95	0.34	86.37	86.37	0.0	2.86	2.86
4/ 8	2.95	0.34	89.22	89.22	0.0	2.86	2.86
4/ 9	3.38	0.30	89.22	89.22	0.0	0.00	0.00
4/ 10	5.40	0.19	90.79	90.79	0.0	1.57	1.57

$$T_{din.} = 2,92 \text{ s} ; 90,79\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1256.02	118.98	1918.27	662.14	16645.23	5.61
Suma de reacciones <	1255.96	118.88	0.00	574.75	43351.51	18734.99
Suma de esfuerzos	1256.03	118.88	0.0	574.75	43351.53	18734.97
Verificación	2511.99	237.76	0.00	1149.50	86703.04	37469.96
Precisión:	1.71377e-003	6.55559e-001				

1255,96 < 1830,79 (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Agrietado: 0,50 I_g

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1089.88	118.93	1624.25	661.97	14181.62	14.94
Suma de reacciones <	1089.84	118.87	0.00	574.05	36759.81	16229.42
Suma de esfuerzos	1089.85	118.87	0.0	574.05	36759.81	16229.40
Verificación	2179.69	237.74	0.00	1148.10	73519.62	32458.82
Precisión:	2.08669e-003	9.96810e-001				

Se iguala el cortante basal a 1830,79 (85% del V_{est})

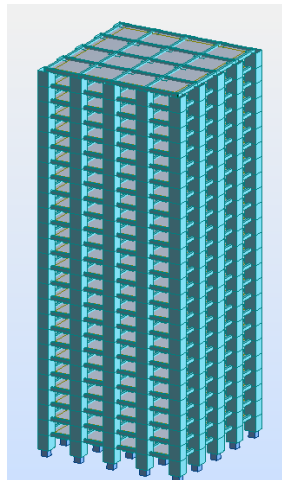
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1820.07	198.61	2712.46	1105.47	23682.93	24.95
Suma de reacciones <	1820.00	198.51	0.00	958.64	61387.89	27102.69
Suma de esfuerzos	1820.02	198.51	0.0	958.65	61387.90	27102.66
Verificación	3640.02	397.01	0.00	1917.29	122775.78	54205.34
Precisión:	3.48472e-003	1.66465e+000				

$$1820,00 \approx 1830,79 \text{ (85\% del } V_{est}\text{)}$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	1	0	1	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	2	0	2	0	0.01	0.00	2	2	0	0
5/ 3	5	0	3	0	0.01	0.00	3	3	2	2
5/ 4	8	0	3	0	0.01	0.00	6	6	3	3
5/ 5	12	0	4	-0	0.01	-0.00	8	8	6	6
5/ 6	15	0	4	-0	0.01	-0.00	11	11	8	8
5/ 7	19	0	4	-0	0.01	-0.00	14	14	11	11
5/ 8	24	0	4	0	0.01	0.00	17	17	14	14
5/ 9	28	0	4	0	0.01	0.00	20	20	17	17
5/ 10	32	0	4	0	0.01	0.00	22	22	20	20
5/ 11	36	0	4	-0	0.01	-0.00	25	25	22	22
5/ 12	40	0	4	-0	0.01	-0.00	28	28	25	25
5/ 13	43	0	4	-0	0.01	-0.00	31	31	28	28
5/ 14	47	0	4	0	0.01	0.00	33	33	31	31
5/ 15	50	0	3	0	0.01	0.00	36	36	33	33
5/ 16	54	0	3	0	0.01	0.00	38	38	36	36
5/ 17	57	0	3	-0	0.01	-0.00	40	40	38	38
5/ 18	60	0	3	-0	0.01	-0.00	42	42	40	40
5/ 19	62	0	3	0	0.01	0.00	44	44	42	42
5/ 20	65	0	3	0	0.01	0.00	46	46	44	44

$$0,01 \leq 002$$

Estructuras con pórticos resistentes a momento de 25 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.35	2.82	34.84	34.85	0.0	34.84	34.85
4/ 2	0.35	2.82	69.69	69.69	0.0	34.85	34.84
4/ 3	0.53	1.90	69.69	69.69	0.0	0.00	0.00
4/ 4	1.35	0.74	76.35	76.36	0.0	6.66	6.67
4/ 5	1.35	0.74	83.02	83.02	0.0	6.67	6.66
4/ 6	1.74	0.58	83.02	83.02	0.0	0.00	0.00
4/ 7	3.12	0.32	85.88	85.89	0.0	2.86	2.87
4/ 8	3.12	0.32	88.76	88.76	0.0	2.87	2.86
4/ 9	3.58	0.28	88.76	88.76	0.0	0.00	0.00
4/ 10	5.74	0.17	90.32	90.32	0.0	1.57	1.57

$$T_{din.} = 2,82 \text{ s} ; 90,32\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2073.93	190.06	3907.65	1319.42	35113.54	12.27
Suma de reacciones <	2073.82	189.92	0.00	1161.14	88581.16	30956.04
Suma de esfuerzos	2074.35	189.96	0.0	1161.18	88581.33	30955.97
Verificación	4148.17	379.88	0.00	2322.32	177162.48	61912.01
Precisión:	4.71548e-003	9.87043e-001				

$2073,82 < 2633,21$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2622.37	240.31	4941.02	1668.33	44399.19	15.52
Suma de reacciones <	2622.24	240.15	0.00	1468.20	112006.12	39142.26
Suma de esfuerzos	2622.90	240.19	0.0	1468.25	112006.33	39142.16
Verificación	5245.14	480.34	0.00	2936.45	224012.45	78284.42
Precisión:	5.96247e-003	1.24806e+000				

$2622,24 \approx 2633,21$ (85% del V_{est})

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	3	0	1	0	0.00	0.00	2	2	1	1
5/ 4	4	0	2	0	0.01	0.00	3	3	2	2
5/ 5	6	0	2	0	0.01	0.00	5	5	3	3
5/ 6	9	0	2	-0	0.01	-0.00	6	6	5	5
5/ 7	11	0	2	-0	0.01	-0.00	8	8	6	6
5/ 8	14	0	3	-0	0.01	-0.00	10	10	8	8
5/ 9	16	0	3	-0	0.01	-0.00	12	12	10	10
5/ 10	19	0	3	0	0.01	0.00	13	13	12	12
5/ 11	22	0	3	0	0.01	0.00	15	15	13	13
5/ 12	24	0	3	0	0.01	0.00	17	17	15	15
5/ 13	27	0	3	0	0.01	0.00	19	19	17	17
5/ 14	30	0	3	-0	0.01	-0.00	21	21	19	19
5/ 15	32	0	3	-0	0.01	-0.00	23	23	21	21
5/ 16	35	0	2	-0	0.01	-0.00	25	25	23	23
5/ 17	37	0	2	0	0.01	0.00	26	26	25	25
5/ 18	39	0	2	0	0.01	0.00	28	28	26	26
5/ 19	42	0	2	0	0.01	0.00	29	29	28	28
5/ 20	44	0	2	0	0.01	0.00	31	31	29	29
5/ 21	46	0	2	-0	0.01	-0.00	33	33	31	31
5/ 22	48	0	2	-0	0.01	-0.00	34	34	33	33
5/ 23	50	0	2	-0	0.01	-0.00	35	35	34	34
5/ 24	52	0	2	0	0.01	0.00	37	37	35	35
5/ 25	54	0	2	0	0.01	0.00	38	38	37	37

$0,01 \leq 002$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.30	3.36	34.87	34.87	0.0	34.87	34.87
4/ 2	0.30	3.36	69.74	69.74	0.0	34.87	34.87
4/ 3	0.44	2.26	69.74	69.74	0.0	0.00	0.00
4/ 4	1.13	0.88	76.38	76.38	0.0	6.64	6.64
4/ 5	1.13	0.88	83.02	83.02	0.0	6.64	6.64
4/ 6	1.46	0.68	83.02	83.02	0.0	0.00	0.00
4/ 7	2.61	0.38	85.89	85.89	0.0	2.86	2.87
4/ 8	2.61	0.38	88.76	88.76	0.0	2.87	2.86
4/ 9	3.01	0.33	88.76	88.76	0.0	0.00	0.00
4/ 10	4.81	0.21	90.33	90.33	0.0	1.57	1.57

$T_{din.} = 3,36 s ; 90,33\% \geq 90\%$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1782.96	189.98	3262.39	1319.06	29612.99	8.89
Suma de reacciones <	1782.88	189.90	0.00	1158.88	74471.75	26564.33
Suma de esfuerzos	1783.25	189.92	0.0	1158.91	74471.87	26564.30
Verificación	3566.13	379.83	0.00	2317.78	148943.62	53128.63
Precisión:	3.70231e-003	9.89040e-001				

$1782,88 < 2389,40$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1557.87	189.94	2753.15	1318.82	25283.52	6.61
Suma de reacciones <	1557.80	189.89	0.00	1157.29	63219.68	23159.56
Suma de esfuerzos	1558.00	189.90	0.0	1157.31	63219.75	23159.54
Verificación	3115.80	379.79	0.00	2314.60	126439.42	46319.10
Precisión:	2.23579e-003	9.83966e-001				

Se iguala el cortante basal a $2389,40$ (85% del V_{est})

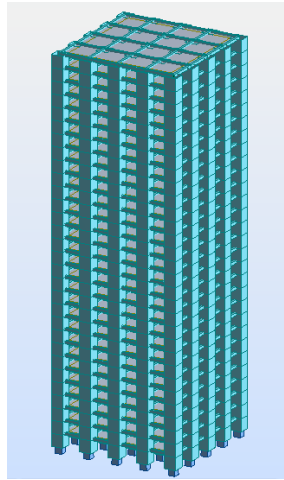
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2371.94	289.19	4191.84	2007.99	38495.67	10.07
Suma de reacciones <	2371.84	289.12	0.00	1762.05	96255.72	35261.80
Suma de esfuerzos	2372.15	289.13	0.0	1762.07	96255.83	35261.78
Verificación	4743.99	578.25	0.00	3524.11	192511.56	70523.59
Precisión:	3.40412e-003	1.49815e+000				

$2371,84 \approx 2389,40$ (85% del V_{est})

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	2	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	4	0	2	0	0.01	0.00	3	3	1	1
5/ 4	6	0	3	0	0.01	0.00	4	4	3	3
5/ 5	9	0	3	0	0.01	0.00	6	6	4	4
5/ 6	12	0	3	-0	0.01	-0.00	9	9	6	6
5/ 7	16	0	3	-0	0.01	-0.00	11	11	9	9
5/ 8	19	0	4	-0	0.01	-0.00	14	14	11	11
5/ 9	23	0	4	-0	0.01	-0.00	16	16	14	14
5/ 10	27	0	4	0	0.01	0.00	19	19	16	16
5/ 11	31	0	4	0	0.01	0.00	22	22	19	19
5/ 12	34	0	4	0	0.01	0.00	24	24	22	22
5/ 13	38	0	4	0	0.01	0.00	27	27	24	24
5/ 14	42	0	4	-0	0.01	-0.00	30	30	27	27
5/ 15	45	0	4	-0	0.01	-0.00	32	32	30	30
5/ 16	49	0	3	-0	0.01	-0.00	35	35	32	32
5/ 17	52	0	3	0	0.01	0.00	37	37	35	35
5/ 18	56	0	3	0	0.01	0.00	39	39	37	37
5/ 19	59	0	3	0	0.01	0.00	42	42	39	39
5/ 20	62	0	3	0	0.01	0.00	44	44	42	42
5/ 21	65	0	3	-0	0.01	-0.00	46	46	44	44
5/ 22	68	0	3	-0	0.01	-0.00	48	48	46	46
5/ 23	70	0	3	-0	0.01	-0.00	50	50	48	48
5/ 24	73	0	3	0	0.01	0.00	52	52	50	50
5/ 25	76	0	3	0	0.01	0.00	53	53	52	52

$0,01 \leq 002$

Estructuras con pórticos resistentes a momento de 30 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.29	3.39	1.62	67.09	0.0	1.62	67.09
4/ 2	0.29	3.39	68.71	68.71	0.0	67.09	1.62
4/ 3	0.50	2.01	68.71	68.71	0.0	0.00	0.00
4/ 4	1.15	0.87	69.08	82.18	0.0	0.37	13.47
4/ 5	1.15	0.87	82.55	82.55	0.0	13.47	0.37
4/ 6	1.59	0.63	82.55	82.55	0.0	0.00	0.00
4/ 7	2.73	0.37	88.37	82.57	0.0	5.82	0.02
4/ 8	2.73	0.37	88.39	88.39	0.0	0.02	5.82
4/ 9	3.20	0.31	88.39	88.39	0.0	0.00	0.00
4/ 10	5.07	0.20	89.98	89.98	0.0	1.58	1.58
4/ 11	6.95	0.14	90.96	90.96	0.0	0.98	0.98

$$T_{din.} = 3,39 \text{ s} ; 90,96\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2755.47	402.09	5618.26	3087.01	57796.90	18.80
Suma de reacciones <	2755.33	402.02	0.00	2955.57	133473.36	40799.20
Suma de esfuerzos	2747.39	357.06	0.0	2651.19	133465.78	40799.29
Verificación	5502.72	759.08	0.00	5606.76	266939.14	81598.49
Precisión:	7.21745e-002	1.00379e+000				

$2755,33 < 3298,95$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	3264.55	476.38	6656.24	3657.34	68475.04	22.27
Suma de reacciones <	3264.39	476.29	0.00	3501.62	158132.92	48336.97
Suma de esfuerzos	3254.97	423.03	0.0	3141.01	158123.95	48337.07
Verificación	6519.36	899.32	0.00	6642.63	316256.87	96674.04
Precisión:	8.55089e-002	1.18924e+000				

$$3264,39 \approx 3298,95 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	0	0	0
5/ 3	2	0	1	0	0.00	0.00	2	0	1	0
5/ 4	4	0	1	0	0.00	0.00	4	1	2	0
5/ 5	5	0	2	0	0.01	0.00	5	1	4	1
5/ 6	7	0	2	0	0.01	0.00	7	2	5	1
5/ 7	10	0	2	-0	0.01	-0.00	9	2	7	2
5/ 8	12	0	2	-0	0.01	-0.00	12	3	9	2
5/ 9	14	0	2	-0	0.01	-0.00	14	3	12	3
5/ 10	17	0	3	-0	0.01	-0.00	17	4	14	3
5/ 11	20	0	3	0	0.01	0.00	19	4	17	4
5/ 12	22	0	3	0	0.01	0.00	22	5	19	4
5/ 13	25	0	3	0	0.01	0.00	24	5	22	5
5/ 14	28	0	3	0	0.01	0.00	27	6	24	5
5/ 15	30	0	3	0	0.01	0.00	30	7	27	6
5/ 16	33	0	3	-0	0.01	-0.00	32	7	30	7
5/ 17	36	0	3	-0	0.01	-0.00	35	8	32	7
5/ 18	38	0	3	-0	0.01	-0.00	37	8	35	8
5/ 19	41	0	3	-0	0.01	-0.00	40	9	37	8
5/ 20	43	0	3	0	0.01	0.00	42	9	40	9
5/ 21	46	0	2	0	0.01	0.00	45	10	42	9
5/ 22	48	0	2	0	0.01	0.00	47	10	45	10
5/ 23	50	0	2	0	0.01	0.00	49	11	47	10
5/ 24	53	0	2	0	0.01	0.00	52	11	49	11
5/ 25	55	0	2	-0	0.01	-0.00	54	12	52	11
5/ 26	57	0	2	-0	0.01	-0.00	56	12	54	12
5/ 27	59	0	2	-0	0.01	-0.00	58	13	56	12
5/ 28	61	0	2	0	0.01	0.00	60	13	58	13
5/ 29	64	0	2	0	0.01	0.00	62	14	60	13
5/ 30	66	0	2	0	0.01	0.00	64	14	62	14

$$0,01 \leq 002$$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.25	4.04	1.46	67.31	0.0	1.46	67.31
4/ 2	0.25	4.04	68.76	68.76	0.0	67.31	1.46
4/ 3	0.42	2.37	68.76	68.76	0.0	0.00	0.00
4/ 4	0.97	1.03	69.51	81.80	0.0	0.75	13.04
4/ 5	0.97	1.03	82.55	82.55	0.0	13.04	0.75
4/ 6	1.41	0.71	82.55	82.55	0.0	0.00	0.00
4/ 7	2.28	0.44	88.38	82.57	0.0	5.83	0.02
4/ 8	2.28	0.44	88.39	88.39	0.0	0.02	5.83
4/ 9	2.83	0.35	88.39	88.39	0.0	0.00	0.00
4/ 10	4.25	0.24	89.98	89.98	0.0	1.58	1.58
4/ 11	4.89	0.20	90.96	90.96	0.0	0.98	0.98

$$T_{din.} = 4,04 s ; 90,96\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2410.88	531.29	4642.51	3939.39	48550.08	16.87
Suma de reacciones <	2410.77	531.26	0.00	3863.56	111238.23	35142.52
Suma de esfuerzos	2380.46	391.66	0.0	2897.64	111205.15	35142.51
Verificación	4791.23	922.92	0.00	6761.20	222443.37	70285.03
Precisión:	1.27146e-001	1.03568e+000				

$$2410,77 < 3298,95 \text{ (85\% del } V_{est}) ; \text{ se corrige el cortante basal}$$

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2025.32	2.34	3328.05	12.52	37249.76	9.34
Suma de reacciones <	2025.25	0.00	0.00	0.00	80719.90	30378.68
Suma de esfuerzos	2025.25	0.00	0.0	0.00	80719.90	30378.68
Verificación	4050.49	0.00	0.00	0.00	161439.80	60757.37
Precisión:	1.01632e-005	3.91740e-007				

Se iguala el cortante basal a 3298,95 (85% del V_{est})

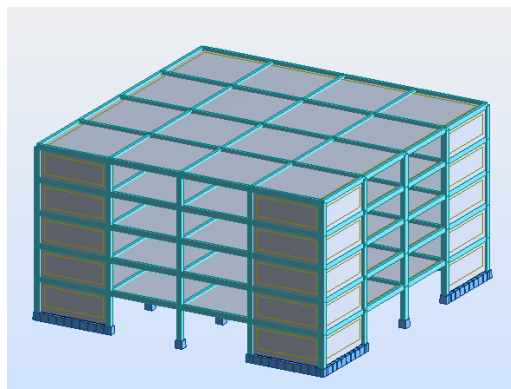
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	3299.08	3.81	5421.11	20.39	60676.64	15.22
Suma de reacciones <	3298.95	0.00	0.00	0.00	131485.74	49484.25
Suma de esfuerzos	3298.95	0.00	0.0	0.00	131485.74	49484.25
Verificación	6597.90	0.00	0.00	0.00	262971.48	98968.50
Precisión:	1.65551e-005	6.38110e-007				

$$3298,95 = 3298,95 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	0	0	0
5/ 3	3	0	1	0	0.00	0.00	3	0	1	0
5/ 4	5	0	2	0	0.01	0.00	5	1	3	0
5/ 5	7	0	2	0	0.01	0.00	7	1	5	1
5/ 6	9	0	2	0	0.01	0.00	9	1	7	1
5/ 7	12	0	3	0	0.01	0.00	12	1	9	1
5/ 8	15	0	3	-0	0.01	-0.00	15	1	12	1
5/ 9	18	0	3	-0	0.01	-0.00	18	2	15	1
5/ 10	21	0	3	-0	0.01	-0.00	21	2	18	2
5/ 11	24	0	3	-0	0.01	-0.00	24	2	21	2
5/ 12	27	0	3	-0	0.01	-0.00	27	2	24	2
5/ 13	30	0	3	-0	0.01	-0.00	30	2	27	2
5/ 14	33	0	3	0	0.01	0.00	33	2	30	2
5/ 15	36	0	3	0	0.01	0.00	36	2	33	2
5/ 16	39	0	3	-0	0.01	-0.00	39	2	36	2
5/ 17	42	0	3	-0	0.01	-0.00	42	2	39	2
5/ 18	45	0	3	-0	0.01	-0.00	45	2	42	2
5/ 19	48	0	3	0	0.01	0.00	48	2	45	2
5/ 20	51	0	3	0	0.01	0.00	51	2	48	2
5/ 21	54	0	3	0	0.01	0.00	54	2	51	2
5/ 22	57	0	3	0	0.01	0.00	57	2	54	2
5/ 23	60	0	3	-0	0.01	-0.00	60	3	57	2
5/ 24	62	0	3	-0	0.01	-0.00	62	3	60	3
5/ 25	65	0	3	-0	0.01	-0.00	65	3	62	3
5/ 26	67	0	3	-0	0.01	-0.00	67	3	65	3
5/ 27	70	0	3	0	0.01	0.00	70	3	67	3
5/ 28	73	0	3	0	0.01	0.00	72	4	70	3
5/ 29	75	0	2	0	0.01	0.00	75	4	72	4
5/ 30	77	0	2	0	0.01	0.00	77	4	75	4

$$0,01 \leq 002$$

Estructuras con muros de corte de 5 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	4.65	0.22	37.11	37.08	0.0	37.11	37.08
4/ 2	4.65	0.22	74.19	74.19	0.0	37.08	37.11
4/ 3	8.69	0.12	74.19	74.19	0.0	0.00	0.00
4/ 4	13.07	0.08	83.08	83.07	0.0	8.89	8.88
4/ 5	13.07	0.08	91.96	91.96	0.0	8.88	8.89
4/ 6	18.51	0.05	93.77	93.78	0.0	1.81	1.82
4/ 7	18.51	0.05	95.59	95.59	0.0	1.82	1.81
4/ 8	21.14	0.05	96.22	96.22	0.0	0.63	0.63
4/ 9	21.15	0.05	96.86	96.86	0.0	0.63	0.63
4/ 10	22.91	0.04	97.05	97.05	0.0	0.19	0.20

$$T_{din.} = 0,22 \text{ s} ; 97,05\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	732.15	148.12	2608.14	19.91	105.93	0.77
Suma de reacciones <	731.33	1.21	0.00	1.30	8605.77	10970.35
Suma de esfuerzos	731.33	1.21	0.0	1.30	8605.79	10970.35
Verificación	1462.66	2.43	0.00	2.61	17211.56	21940.71
Precisión:	1.98203e-005	1.03081e-011				

$$731,33 > 721,38 \text{ (85\% del } V_{est}) ; \text{no necesita reajuste}$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0
5/ 3	1	0	0	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 4	1	0	0	0	0.00	0.00	1	1	1	1
5/ 5	2	0	0	0	0.00	0.00	1	1	1	1

$$0,00 \leq 002$$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	4.61	0.22	37.07	37.01	0.0	37.07	37.01
4/ 2	4.61	0.22	74.07	74.07	0.0	37.01	37.07
4/ 3	8.66	0.12	74.07	74.07	0.0	0.00	0.00
4/ 4	12.94	0.08	83.06	83.05	0.0	8.99	8.97
4/ 5	12.95	0.08	92.04	92.04	0.0	8.97	8.99
4/ 6	18.24	0.05	93.86	93.86	0.0	1.82	1.82
4/ 7	18.24	0.05	95.68	95.68	0.0	1.82	1.82
4/ 8	20.61	0.05	96.29	96.29	0.0	0.61	0.61
4/ 9	20.61	0.05	96.90	96.90	0.0	0.61	0.61
4/ 10	22.10	0.05	97.08	97.08	0.0	0.18	0.18

$$T_{din.} = 0,22 \text{ s} ; 97,08\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	731.54	150.69	2639.49	19.54	87.05	0.61
Suma de reacciones <	730.77	1.16	0.00	1.14	8598.59	10962.02
Suma de esfuerzos	730.77	1.16	0.0	1.14	8598.61	10962.02
Verificación	1461.55	2.31	0.00	2.27	17197.20	21924.04
Precisión:	2.70737e-005	1.05666e-011				

$$730,77 > 721,38 \text{ (85\% del } V_{est}) ; \text{no necesita reajuste}$$

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	731.13	152.47	2661.17	19.62	76.64	0.48
Suma de reacciones <	730.42	1.10	0.00	1.01	8593.68	10956.69
Suma de esfuerzos	730.42	1.10	0.0	1.01	8593.70	10956.69
Verificación	1460.84	2.21	0.00	2.02	17187.38	21913.37
Precisión:	3.44487e-005	1.08365e-011				

Se iguala el cortante basal a 730,77 (cortante dinámico)

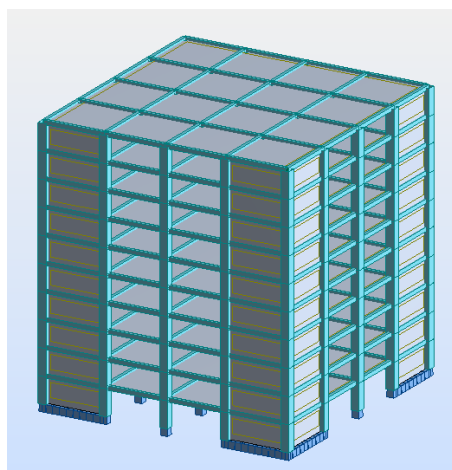
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	731.48	152.54	2662.45	19.63	76.68	0.48
Suma de reacciones <	730.77	1.10	0.00	1.01	8597.82	10961.95
Suma de esfuerzos	730.77	1.10	0.0	1.01	8597.83	10961.95
Verificación	1461.54	2.21	0.00	2.02	17195.65	21923.91
Precisión:	3.44653e-005	1.08417e-011				

$$730,77 = 730,77 (V_{din})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0
5/ 3	1	0	0	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 4	1	0	0	0	0.00	0.00	1	1	1	1
5/ 5	2	0	0	0	0.00	0.00	1	1	1	1

$$0,00 \leq 002$$

Estructuras con muros de corte de 10 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	1.94	0.51	34.67	34.67	0.0	34.67	34.67
4/ 2	1.94	0.51	69.35	69.35	0.0	34.67	34.67
4/ 3	3.48	0.29	69.35	69.35	0.0	0.00	0.00
4/ 4	7.21	0.14	78.81	78.81	0.0	9.46	9.46
4/ 5	7.21	0.14	88.27	88.27	0.0	9.46	9.46
4/ 6	12.60	0.08	88.27	88.27	0.0	0.00	0.00
4/ 7	12.74	0.08	90.64	90.65	0.0	2.38	2.38
4/ 8	12.74	0.08	93.02	93.02	0.0	2.38	2.38
4/ 9	16.81	0.06	94.02	94.02	0.0	1.00	1.00
4/ 10	16.81	0.06	95.03	95.03	0.0	1.00	1.00

$$T_{din.} = 0,51 \text{ s} ; 95,03\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1643.68	343.29	9685.17	79.48	1230.23	8.22
Suma de reacciones <	1641.29	0.20	0.00	4.73	36887.13	24619.21
Suma de esfuerzos	1641.29	0.20	0.0	4.73	36887.23	24619.21
Verificación	3282.57	0.41	0.00	9.45	73774.36	49238.41
Precisión:	4.45838e-006	1.84959e-010				

$$1641,29 < 1898,73 \text{ (85\% del } V_{est}) ; \text{ se corrige el cortante basal}$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1901.50	397.14	11204.34	91.94	1423.20	9.51
Suma de reacciones <	1898.73	0.24	0.00	5.47	42673.06	28480.86
Suma de esfuerzos	1898.73	0.24	0.0	5.47	42673.19	28480.86
Verificación	3797.46	0.47	0.00	10.93	85346.25	56961.72
Precisión:	5.15769e-006	2.13971e-010				

$$1898,73 = 1898,73 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	2	0	1	-0	0.00	-0.00	1	1	1	1
5/ 4	3	0	1	0	0.00	0.00	2	2	1	1
5/ 5	4	0	1	0	0.00	0.00	3	3	2	2
5/ 6	5	0	1	0	0.00	0.00	4	4	3	3
5/ 7	6	0	1	0	0.00	0.00	5	5	4	4
5/ 8	8	0	1	0	0.00	0.00	5	5	4	4
5/ 9	9	0	1	0	0.00	0.00	6	6	5	5
5/ 10	10	0	1	0	0.00	0.00	7	7	6	6

$$0,00 \leq 002$$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	1.91	0.52	34.61	34.60	0.0	34.61	34.60
4/ 2	1.91	0.52	69.21	69.21	0.0	34.60	34.61
4/ 3	3.45	0.29	69.21	69.21	0.0	0.00	0.00
4/ 4	7.10	0.14	78.84	78.83	0.0	9.63	9.62
4/ 5	7.10	0.14	88.46	88.46	0.0	9.62	9.63
4/ 6	12.49	0.08	90.87	90.87	0.0	2.40	2.41
4/ 7	12.49	0.08	93.27	93.27	0.0	2.41	2.40
4/ 8	12.50	0.08	93.27	93.27	0.0	0.00	0.00
4/ 9	16.28	0.06	94.26	94.26	0.0	0.98	0.98
4/ 10	16.28	0.06	95.24	95.24	0.0	0.98	0.98

$$T_{din.} = 0,52 \text{ s} ; 95,24\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1637.88	346.88	9946.53	68.58	959.41	6.00
Suma de reacciones <	1635.47	0.16	0.00	3.62	36724.46	24532.06
Suma de esfuerzos	1635.47	0.16	0.0	3.62	36724.58	24532.06
Verificación	3270.93	0.31	0.00	7.24	73449.04	49064.12
Precisión:	5.85575e-006	1.91930e-010				

$1635,47 < 1898,73$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1617.67	344.49	10024.56	59.02	749.01	4.37
Suma de reacciones <	1615.26	0.12	0.00	2.77	36211.84	24228.97
Suma de esfuerzos	1615.26	0.12	0.0	2.77	36211.95	24228.97
Verificación	3230.52	0.24	0.00	5.55	72423.78	48457.94
Precisión:	7.60423e-006	1.96918e-010				

Se iguala el cortante basal a $1898,73$ (85% del V_{est})

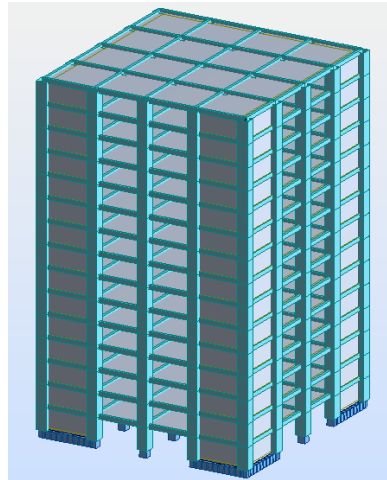
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	1901.56	404.94	11783.80	69.37	880.45	5.14
Suma de reacciones <	1898.73	0.14	0.00	3.26	42566.77	28481.00
Suma de esfuerzos	1898.73	0.14	0.0	3.26	42566.91	28481.00
Verificación	3797.46	0.28	0.00	6.52	85133.68	56961.99
Precisión:	8.93872e-006	2.31476e-010				

$1898,73 = 1898,73$ (85% del V_{est})

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	2	0	1	-0	0.00	-0.00	1	1	1	1
5/ 4	3	0	1	0	0.00	0.00	2	2	1	1
5/ 5	4	0	1	0	0.00	0.00	3	3	2	2
5/ 6	5	0	1	0	0.00	0.00	4	4	3	3
5/ 7	7	0	1	0	0.00	0.00	5	5	4	4
5/ 8	8	0	1	0	0.00	0.00	6	6	5	5
5/ 9	9	0	1	0	0.00	0.00	7	7	5	5
5/ 10	10	0	1	0	0.00	0.00	7	7	6	6

$0,00 \leq 002$

Estructuras con muros de corte de 15 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	1.26	0.79	33.58	33.58	0.0	33.58	33.58
4/ 2	1.26	0.79	67.16	67.16	0.0	33.58	33.58
4/ 3	2.18	0.46	67.16	67.16	0.0	0.00	0.00
4/ 4	5.20	0.19	76.67	76.66	0.0	9.51	9.50
4/ 5	5.20	0.19	86.17	86.17	0.0	9.50	9.51
4/ 6	8.76	0.11	86.17	86.17	0.0	0.00	0.00
4/ 7	10.13	0.10	88.76	88.75	0.0	2.59	2.58
4/ 8	10.13	0.10	91.34	91.34	0.0	2.58	2.59
4/ 9	14.40	0.07	92.48	92.48	0.0	1.14	1.14
4/ 10	14.40	0.07	93.62	93.62	0.0	1.14	1.14

$$T_{din.} = 0,79 \text{ s} ; 93,62\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2111.21	464.89	15918.23	201.79	3782.40	29.58
Suma de reacciones <	2103.96	0.21	0.00	7.22	66817.67	31559.44
Suma de esfuerzos	2103.96	0.21	0.0	7.22	66817.93	31559.44
Verificación	4207.91	0.42	0.00	14.43	133635.60	63118.88
Precisión:	2.32900e-006	4.67278e-008				

$2103,96 < 3470,34$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	3482.31	766.80	26256.10	332.85	6238.83	48.79
Suma de reacciones <	3470.34	0.35	0.00	11.90	110211.48	52055.29
Suma de esfuerzos	3470.34	0.35	0.0	11.90	110211.93	52055.29
Verificación	6940.68	0.70	0.00	23.80	220423.41	104110.58
Precisión:	3.84154e-006	7.70745e-008				

$$3470,34 = 3470,34 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	2	0	1	0	0.00	0.00	1	1	1	1
5/ 4	2	0	1	0	0.00	0.00	2	2	1	1
5/ 5	3	0	1	0	0.00	0.00	2	2	2	2
5/ 6	4	0	1	0	0.00	0.00	3	3	2	2
5/ 7	6	0	1	0	0.00	0.00	4	4	3	3
5/ 8	7	0	1	0	0.00	0.00	5	5	4	4
5/ 9	8	0	1	0	0.00	0.00	6	6	5	5
5/ 10	9	0	1	0	0.00	0.00	7	7	6	6
5/ 11	11	0	1	0	0.00	0.00	8	8	7	7
5/ 12	12	0	1	0	0.00	0.00	8	8	7	7
5/ 13	13	0	1	0	0.00	0.00	9	9	8	8
5/ 14	14	0	1	0	0.00	0.00	10	10	9	9
5/ 15	16	0	1	0	0.00	0.00	11	11	10	10

$$0,00 \leq 002$$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	1.23	0.82	33.49	33.48	0.0	33.49	33.48
4/ 2	1.23	0.82	66.98	66.98	0.0	33.48	33.49
4/ 3	2.14	0.47	66.98	66.98	0.0	0.00	0.00
4/ 4	5.10	0.20	76.69	76.67	0.0	9.71	9.69
4/ 5	5.10	0.20	86.38	86.38	0.0	9.69	9.71
4/ 6	8.66	0.12	86.38	86.38	0.0	0.00	0.00
4/ 7	9.87	0.10	88.99	88.99	0.0	2.61	2.61
4/ 8	9.87	0.10	91.60	91.60	0.0	2.61	2.61
4/ 9	13.85	0.07	92.72	92.72	0.0	1.12	1.13
4/ 10	13.85	0.07	93.85	93.85	0.0	1.13	1.12

$$T_{din.} = 0,82 \text{ s} ; 93,85\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2063.17	461.14	16196.47	168.38	2915.64	22.52
Suma de reacciones <	2055.53	0.16	0.00	5.53	64779.17	30833.08
Suma de esfuerzos	2055.53	0.16	0.0	5.53	64779.45	30833.08
Verificación	4111.07	0.32	0.00	11.06	129558.62	61666.16
Precisión:	3.02240e-006	8.96243e-010				

$2055,53 < 3345,66$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2031.06	456.84	16403.48	141.05	2283.81	17.19
Suma de reacciones <	2023.27	0.13	0.00	4.30	63365.79	30349.02
Suma de esfuerzos	2023.27	0.13	0.0	4.30	63366.07	30349.02
Verificación	4046.53	0.25	0.00	8.61	126731.86	60698.05
Precisión:	3.85662e-006	9.40511e-010				

Se iguala el cortante basal a 3345,66 (85% del V_{est})

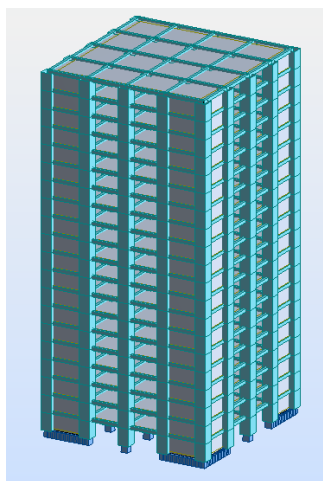
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	3358.56	755.43	27124.69	233.23	3776.49	28.43
Suma de reacciones <	3345.66	0.21	0.00	7.12	104781.26	50184.95
Suma de esfuerzos	3345.66	0.21	0.0	7.12	104781.73	50184.95
Verificación	6691.32	0.42	0.00	14.23	209562.99	100369.90
Precisión:	6.37729e-006	1.55522e-009				

$$3345,66 = 3345,66 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	2	0	1	0	0.00	0.00	1	1	1	1
5/ 4	2	0	1	0	0.00	0.00	2	2	1	1
5/ 5	3	0	1	0	0.00	0.00	2	2	2	2
5/ 6	5	0	1	0	0.00	0.00	3	3	2	2
5/ 7	6	0	1	0	0.00	0.00	4	4	3	3
5/ 8	7	0	1	0	0.00	0.00	5	5	4	4
5/ 9	8	0	1	0	0.00	0.00	6	6	5	5
5/ 10	10	0	1	0	0.00	0.00	7	7	6	6
5/ 11	11	0	1	0	0.00	0.00	8	8	7	7
5/ 12	13	0	1	0	0.00	0.00	9	9	8	8
5/ 13	14	0	1	0	0.00	0.00	10	10	9	9
5/ 14	15	0	1	0	0.00	0.00	11	11	10	10
5/ 15	17	0	1	0	0.00	0.00	12	12	11	11

$$0,00 \leq 002$$

Estructuras con muros de corte de 20 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.84	1.19	33.19	33.18	0.0	33.19	33.18
4/ 2	0.84	1.19	66.37	66.37	0.0	33.18	33.19
4/ 3	1.44	0.70	66.37	66.37	0.0	0.00	0.00
4/ 4	3.61	0.28	75.76	75.73	0.0	9.39	9.36
4/ 5	3.61	0.28	85.11	85.11	0.0	9.36	9.39
4/ 6	5.91	0.17	85.11	85.11	0.0	0.00	0.00
4/ 7	7.50	0.13	87.78	87.78	0.0	2.67	2.66
4/ 8	7.50	0.13	90.45	90.45	0.0	2.66	2.67
4/ 9	11.30	0.09	91.67	91.68	0.0	1.22	1.23
4/ 10	11.30	0.09	92.90	92.90	0.0	1.23	1.22

$$T_{din.} = 1,19 \text{ s} ; 92,90\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2569.41	506.88	21292.74	398.43	8987.64	59.98
Suma de reacciones <	2557.34	0.17	0.00	7.42	98396.03	38360.21
Suma de esfuerzos	2557.34	0.17	0.0	7.42	98396.44	38360.21
Verificación	5114.68	0.33	0.00	14.83	196792.47	76720.43
Precisión:	1.37192e-006	7.87930e-008				

2557,34 < 3793,24 (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	3811.14	751.84	31583.01	590.98	13331.15	88.96
Suma de reacciones <	3793.24	0.25	0.00	11.00	145948.44	56898.77
Suma de esfuerzos	3793.24	0.25	0.0	11.00	145949.05	56898.77
Verificación	7586.48	0.49	0.00	22.00	291897.49	113797.55
Precisión:	2.03493e-006	1.16872e-007				

$$3793,24 = 3793,24 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	0	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 4	2	0	1	-0	0.00	-0.00	2	2	1	1
5/ 5	3	0	1	0	0.00	0.00	2	2	2	2
5/ 6	4	0	1	0	0.00	0.00	3	3	2	2
5/ 7	5	0	1	0	0.00	0.00	4	4	3	3
5/ 8	7	0	1	0	0.00	0.00	5	5	4	4
5/ 9	8	0	1	0	0.00	0.00	6	6	5	5
5/ 10	9	0	1	0	0.00	0.00	7	7	6	6
5/ 11	11	0	1	0	0.00	0.00	8	8	7	7
5/ 12	12	0	1	-0	0.00	-0.00	9	9	8	8
5/ 13	14	0	1	-0	0.00	-0.00	10	10	9	9
5/ 14	15	0	1	-0	0.00	-0.00	11	11	10	10
5/ 15	17	0	1	-0	0.00	-0.00	12	12	11	11
5/ 16	18	0	1	-0	0.00	-0.00	13	13	12	12
5/ 17	19	0	1	0	0.00	0.00	14	14	13	13
5/ 18	21	0	1	0	0.00	0.00	15	15	14	14
5/ 19	22	0	1	0	0.00	0.00	16	16	15	15
5/ 20	24	0	1	0	0.00	0.00	17	17	16	16

$$0,00 \leq 002$$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.81	1.23	33.07	33.10	0.0	33.07	33.10
4/ 2	0.81	1.23	66.17	66.17	0.0	33.10	33.07
4/ 3	1.40	0.71	66.17	66.17	0.0	0.00	0.00
4/ 4	3.51	0.28	75.80	75.73	0.0	9.62	9.56
4/ 5	3.51	0.28	85.36	85.36	0.0	9.56	9.62
4/ 6	5.81	0.17	85.36	85.36	0.0	0.00	0.00
4/ 7	7.25	0.14	88.04	88.04	0.0	2.69	2.68
4/ 8	7.25	0.14	89.25	89.24	0.0	1.21	1.21
4/ 9	10.76	0.09	89.93	89.92	0.0	0.68	0.68
4/ 10	14.18	0.07	90.39	90.38	0.0	0.46	0.46

$$T_{din.} = 1,23 \text{ s} ; 90,38\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2512.71	703.29	21837.44	1014.78	6990.77	50.11
Suma de reacciones <	2498.92	403.28	0.00	2098.29	94582.78	36926.81
Suma de esfuerzos	2481.92	290.01	0.0	1650.49	94572.71	36926.81
Verificación	4980.84	693.29	0.00	3748.78	189155.49	73853.63
Precisión:	1.24614e-001	1.12321e+000				

$2498,92 < 3656,55$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	2476.75	687.50	22253.04	838.14	5519.00	39.66
Suma de reacciones <	2463.05	397.72	0.00	2020.62	91933.07	36392.71
Suma de esfuerzos	2446.80	290.50	0.0	1609.87	91923.83	36392.71
Verificación	4909.85	688.22	0.00	3630.49	183856.90	72785.41
Precisión:	1.05659e-001	1.11927e+000				

Se iguala el cortante basal a $3656,55$ (85% del V_{est})

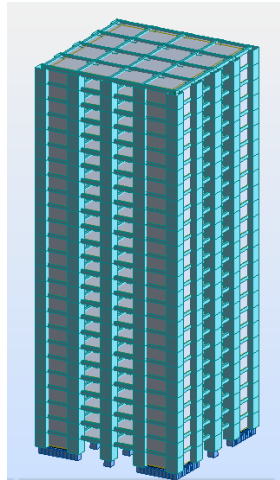
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	3629.86	1007.58	32613.52	1228.36	8088.51	58.12
Suma de reacciones <	3609.79	582.88	0.00	2961.37	134734.88	53336.27
Suma de esfuerzos	3585.96	425.75	0.0	2359.39	134721.33	53336.27
Verificación	7195.76	1008.63	0.00	5320.76	269456.21	106672.53
Precisión:	1.54851e-001	1.64038e+000				

$3609,79 \approx 3656,55$ (85% del V_{est})

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	2	0	1	0	0.00	0.00	1	1	1	1
5/ 4	2	0	1	0	0.00	0.00	2	2	1	1
5/ 5	3	0	1	-0	0.00	-0.00	2	2	2	2
5/ 6	5	0	1	-0	0.00	-0.00	3	3	2	2
5/ 7	6	0	1	-0	0.00	-0.00	4	4	3	3
5/ 8	7	0	1	-0	0.00	-0.00	5	5	4	4
5/ 9	8	0	1	0	0.00	0.00	6	6	5	5
5/ 10	10	0	1	0	0.00	0.00	7	7	6	6
5/ 11	11	0	1	0	0.00	0.00	8	8	7	7
5/ 12	13	0	2	-0	0.00	-0.00	9	9	8	8
5/ 13	14	0	2	-0	0.00	-0.00	10	10	9	9
5/ 14	16	0	2	-0	0.00	-0.00	11	11	10	10
5/ 15	18	0	2	-0	0.00	-0.00	12	12	11	11
5/ 16	19	0	2	0	0.00	0.00	14	14	12	12
5/ 17	21	0	2	0	0.00	0.00	15	15	14	14
5/ 18	22	0	2	0	0.00	0.00	16	16	15	15
5/ 19	24	0	2	0	0.00	0.00	17	17	16	16
5/ 20	25	0	2	0	0.00	0.00	18	18	17	17

$0,00 \leq 002$

Estructuras con muros de corte de 25 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.64	1.57	32.89	32.93	0.0	32.89	32.93
4/ 2	0.64	1.57	65.83	65.83	0.0	32.94	32.89
4/ 3	1.08	0.92	65.83	65.83	0.0	0.00	0.00
4/ 4	2.80	0.36	75.05	75.04	0.0	9.22	9.21
4/ 5	2.80	0.36	84.26	84.26	0.0	9.21	9.22
4/ 6	4.51	0.22	84.26	84.26	0.0	0.00	0.00
4/ 7	6.04	0.17	87.04	87.01	0.0	2.78	2.75
4/ 8	6.04	0.17	89.79	89.79	0.0	2.75	2.78
4/ 9	9.43	0.11	91.08	91.09	0.0	1.29	1.30
4/ 10	9.43	0.11	92.38	92.38	0.0	1.30	1.29

$$T_{din.} = 1,57 \text{ s} ; 92,38\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	3413.19	672.82	29123.79	731.97	17700.68	102.37
Suma de reacciones <	3393.67	0.14	0.00	7.67	147771.44	50905.18
Suma de esfuerzos	3393.67	0.14	0.0	7.67	147772.12	50905.18
Verificación	6787.34	0.28	0.00	15.34	295543.55	101810.35
Precisión:	1.00944e-006	4.74754e-009				

$3393,67 < 4508,63$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	4534.56	893.87	38692.13	972.45	23516.07	136.01
Suma de reacciones <	4508.63	0.19	0.00	10.19	196320.32	67629.58
Suma de esfuerzos	4508.63	0.19	0.0	10.19	196321.22	67629.58
Verificación	9017.26	0.37	0.00	20.38	392641.54	135259.16
Precisión:	1.34108e-006	6.30730e-009				

$$4508,63 = 4508,63 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0
5/ 3	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 4	2	0	1	-0	0.00	-0.00	1	1	1	1
5/ 5	3	0	1	-0	0.00	-0.00	2	2	1	1
5/ 6	4	0	1	0	0.00	0.00	3	3	2	2
5/ 7	5	0	1	0	0.00	0.00	4	4	3	3
5/ 8	6	0	1	0	0.00	0.00	4	4	4	4
5/ 9	8	0	1	0	0.00	0.00	5	5	4	4
5/ 10	9	0	1	0	0.00	0.00	6	6	5	5
5/ 11	10	0	1	0	0.00	0.00	7	7	6	6
5/ 12	12	0	1	0	0.00	0.00	8	8	7	7
5/ 13	13	0	1	-0	0.00	-0.00	9	9	8	8
5/ 14	15	0	1	-0	0.00	-0.00	10	10	9	9
5/ 15	16	0	2	-0	0.00	-0.00	11	11	10	10
5/ 16	18	0	2	-0	0.00	-0.00	13	13	11	11
5/ 17	19	0	2	-0	0.00	-0.00	14	14	12	12
5/ 18	21	0	2	-0	0.00	-0.00	15	15	14	14
5/ 19	22	0	2	-0	0.00	-0.00	16	16	15	15
5/ 20	24	0	2	-0	0.00	-0.00	17	17	16	16
5/ 21	25	0	2	-0	0.00	-0.00	18	18	17	17
5/ 22	27	0	2	0	0.00	0.00	19	19	18	18
5/ 23	28	0	2	0	0.00	0.00	20	20	19	19
5/ 24	30	0	1	0	0.00	0.00	21	21	20	20
5/ 25	31	0	1	0	0.00	0.00	22	22	21	21

$$0,00 \leq 002$$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.61	1.65	32.75	32.82	0.0	32.75	32.82
4/ 2	0.61	1.65	65.56	65.56	0.0	32.82	32.75
4/ 3	1.04	0.96	65.56	65.56	0.0	0.00	0.00
4/ 4	2.70	0.37	75.04	75.01	0.0	9.48	9.45
4/ 5	2.70	0.37	84.48	84.48	0.0	9.45	9.48
4/ 6	4.41	0.23	84.48	84.48	0.0	0.00	0.00
4/ 7	5.80	0.17	87.27	87.26	0.0	2.79	2.78
4/ 8	5.80	0.17	90.05	90.05	0.0	2.78	2.79
4/ 9	8.92	0.11	91.32	91.33	0.0	1.27	1.28
4/ 10	8.92	0.11	92.60	92.60	0.0	1.28	1.27

$$T_{din.} = 1,65 \text{ s} ; 92,60\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	3348.89	1059.41	30102.50	2339.01	13864.12	89.65
Suma de reacciones <	3326.25	701.78	0.00	4707.98	140490.39	48650.11
Suma de esfuerzos	3284.64	483.54	0.0	3573.97	140453.06	48650.11
Verificación	6610.89	1185.32	0.00	8281.95	280943.44	97300.23
Precisión:	1.05916e-001	1.12362e+000				

$3326,25 < 4293,93$ (85% del V_{est}) ; se corrige el cortante basal

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	3307.67	1037.01	30868.84	1949.15	11004.60	72.21
Suma de reacciones <	3285.28	690.62	0.00	4539.15	135386.46	48052.80
Suma de esfuerzos	3245.67	484.19	0.0	3493.52	135351.61	48052.80
Verificación	6530.94	1174.81	0.00	8032.67	270738.07	96105.61
Precisión:	8.89060e-002	1.12362e+000				

Se iguala el cortante basal a $4293,93$ (85% del V_{est})

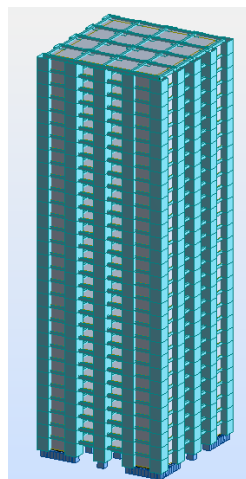
Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	4230.73	1326.40	39483.28	2493.10	14075.61	92.36
Suma de reacciones <	4202.09	883.35	0.00	5805.87	173168.21	61462.70
Suma de esfuerzos	4151.42	619.31	0.0	4468.44	173123.62	61462.70
Verificación	8353.51	1502.65	0.00	10274.31	346291.83	122925.40
Precisión:	1.13717e-001	1.43718e+000				

$$4202,09 \approx 4293,93 \text{ (85\% del } V_{est} \text{)}$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	0	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 4	2	0	1	0	0.00	0.00	2	2	1	1
5/ 5	3	0	1	0	0.00	0.00	2	2	2	2
5/ 6	4	0	1	-0	0.00	-0.00	3	3	2	2
5/ 7	6	0	1	-0	0.00	-0.00	4	4	3	3
5/ 8	7	0	1	-0	0.00	-0.00	5	5	4	4
5/ 9	8	0	1	-0	0.00	-0.00	6	6	5	5
5/ 10	10	0	1	-0	0.00	-0.00	7	7	6	6
5/ 11	11	0	1	0	0.00	0.00	8	8	7	7
5/ 12	13	0	2	0	0.00	0.00	9	9	8	8
5/ 13	14	0	2	0	0.00	0.00	10	10	9	9
5/ 14	16	0	2	0	0.01	0.00	11	11	10	10
5/ 15	17	0	2	-0	0.01	-0.00	12	12	11	11
5/ 16	19	0	2	-0	0.01	-0.00	14	14	12	12
5/ 17	21	0	2	-0	0.01	-0.00	15	15	14	14
5/ 18	23	0	2	-0	0.01	-0.00	16	16	15	15
5/ 19	24	0	2	-0	0.01	-0.00	17	17	16	16
5/ 20	26	0	2	0	0.01	0.00	18	18	17	17
5/ 21	28	0	2	0	0.01	0.00	20	20	18	18
5/ 22	30	0	2	0	0.01	0.00	21	21	20	20
5/ 23	31	0	2	0	0.01	0.00	22	22	21	21
5/ 24	33	0	2	0	0.01	0.00	23	23	22	22
5/ 25	35	0	2	0	0.01	0.00	25	25	23	23

$$0,01 \leq 002$$

Estructuras con muros de corte de 30 pisos



No agrietado

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.49	2.04	32.86	32.73	0.0	32.86	32.73
4/ 2	0.49	2.04	65.59	65.59	0.0	32.73	32.86
4/ 3	0.86	1.16	65.59	65.59	0.0	0.00	0.00
4/ 4	2.17	0.46	74.69	74.63	0.0	9.10	9.04
4/ 5	2.17	0.46	83.73	83.73	0.0	9.04	9.10
4/ 6	3.47	0.29	83.73	83.73	0.0	0.00	0.00
4/ 7	4.80	0.21	86.56	86.51	0.0	2.82	2.78
4/ 8	4.80	0.21	89.33	89.33	0.0	2.78	2.82
4/ 9	7.75	0.13	90.68	90.68	0.0	1.34	1.34
4/ 10	11.02	0.09	91.47	91.47	0.0	0.79	0.79

$$T_{din.} = 2,04 \text{ s} ; 91,47\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	4407.14	898.56	36956.06	2050.81	32986.24	155.41
Suma de reacciones <	4386.41	271.19	0.00	1789.90	204018.36	65596.86
Suma de esfuerzos	4384.88	270.84	0.0	1789.79	204019.07	65596.95
Verificación	8771.29	542.03	0.00	3579.69	408037.43	131193.82
Precisión:	3.86452e-003	8.94266e-001				

$$4386,41 < 5385,81 \text{ (85\% del } V_{est}) ; \text{ se corrige el cortante basal}$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	5400.95	1101.18	45289.62	2513.26	40424.61	190.46
Suma de reacciones <	5375.55	332.34	0.00	2193.52	250024.29	80388.89
Suma de esfuerzos	5373.66	331.92	0.0	2193.38	250025.17	80389.00
Verificación	10749.21	664.26	0.00	4386.90	500049.46	160777.89
Precisión:	4.73597e-003	1.09592e+000				

$$5375,55 \approx 5385,81 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0
5/ 3	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 4	2	0	1	0	0.00	0.00	1	1	1	1
5/ 5	3	0	1	0	0.00	0.00	2	2	1	1
5/ 6	4	0	1	0	0.00	0.00	3	3	2	2
5/ 7	5	0	1	-0	0.00	-0.00	4	4	3	3
5/ 8	6	0	1	-0	0.00	-0.00	4	4	4	4
5/ 9	8	0	1	-0	0.00	-0.00	5	5	4	4
5/ 10	9	0	1	-0	0.00	-0.00	6	6	5	5
5/ 11	10	0	1	0	0.00	0.00	7	7	6	6
5/ 12	12	0	1	0	0.00	0.00	8	8	7	7
5/ 13	13	0	1	0	0.00	0.00	9	9	8	8
5/ 14	15	0	2	0	0.00	0.00	11	11	9	9
5/ 15	16	0	2	-0	0.00	-0.00	12	12	10	10
5/ 16	18	0	2	-0	0.00	-0.00	13	13	12	12
5/ 17	20	0	2	-0	0.01	-0.00	14	14	13	13
5/ 18	21	0	2	-0	0.01	-0.00	15	15	14	14
5/ 19	23	0	2	-0	0.01	-0.00	16	16	15	15
5/ 20	25	0	2	0	0.01	0.00	17	17	16	16
5/ 21	26	0	2	0	0.01	0.00	19	19	17	17
5/ 22	28	0	2	0	0.01	0.00	20	20	19	19
5/ 23	30	0	2	0	0.01	0.00	21	21	20	20
5/ 24	31	0	2	-0	0.01	-0.00	22	22	21	21
5/ 25	33	0	2	-0	0.01	-0.00	23	23	22	22
5/ 26	35	0	2	-0	0.01	-0.00	25	25	23	23
5/ 27	36	0	2	-0	0.01	-0.00	26	26	24	24
5/ 28	38	0	2	0	0.01	0.00	27	27	26	26
5/ 29	40	0	2	0	0.01	0.00	28	28	27	27
5/ 30	41	0	2	0	0.01	0.00	29	29	28	28

$$0,01 \leq 002$$

Agrietado: $0,70 I_g$

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	0.46	2.17	32.57	32.76	0.0	32.57	32.76
4/ 2	0.46	2.17	65.33	65.33	0.0	32.76	32.57
4/ 3	0.81	1.24	65.33	65.33	0.0	0.00	0.00
4/ 4	2.07	0.48	74.59	74.70	0.0	9.27	9.38
4/ 5	2.07	0.48	83.97	83.97	0.0	9.38	9.27
4/ 6	3.36	0.30	83.97	83.97	0.0	0.00	0.00
4/ 7	4.57	0.22	86.80	86.77	0.0	2.83	2.80
4/ 8	4.57	0.22	89.59	89.59	0.0	2.80	2.83
4/ 9	7.26	0.14	90.91	90.91	0.0	1.32	1.32
4/ 10	10.13	0.10	91.67	91.67	0.0	0.76	0.76

$$T_{din.} = 2,17 \text{ s} ; 91,67\% \geq 90\%$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	4356.57	899.11	38538.44	1801.17	26252.44	128.37
Suma de reacciones <	4335.23	269.36	0.00	1723.66	192977.10	64818.45
Suma de esfuerzos	4333.23	268.87	0.0	1723.51	192977.83	64818.60
Verificación	8668.45	538.23	0.00	3447.17	385954.92	129637.04
Precisión:	4.40199e-003	3.41608e-001				

$$4386,41 < 5385,81 \text{ (85\% del } V_{est}) ; \text{ se corrige el cortante basal}$$

Agrietado: $0,50 I_g$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	4333.40	896.18	39829.65	1568.37	21126.95	105.84
Suma de reacciones <	4312.08	267.65	0.00	1661.14	185196.57	64471.02
Suma de esfuerzos	4310.23	267.19	0.0	1660.99	185197.35	64471.19
Verificación	8622.31	534.84	0.00	3322.14	370393.91	128942.22
Precisión:	3.70453e-003	9.97612e-001				

$$\text{Se iguala el cortante basal a } 5385,81 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	5402.04	1117.19	49651.85	1955.13	26336.97	131.95
Suma de reacciones <	5375.47	333.65	0.00	2070.79	230867.01	80369.91
Suma de esfuerzos	5373.16	333.08	0.0	2070.60	230867.99	80370.13
Verificación	10748.62	666.74	0.00	4141.39	461735.00	160740.05
Precisión:	4.61809e-003	1.24363e+000				

$$5375,47 \approx 5385,81 \text{ (85\% del } V_{est})$$

Caso/Planta	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
5/ 1	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.0	0.0
5/ 2	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 3	1	0	1	0	0.00	0.00	1	1	0	0
5/ 4	2	0	1	0	0.00	0.00	2	2	1	1
5/ 5	3	0	1	0	0.00	0.00	2	2	2	2
5/ 6	4	0	1	-0	0.00	-0.00	3	3	2	2
5/ 7	6	0	1	-0	0.00	-0.00	4	4	3	3
5/ 8	7	0	1	-0	0.00	-0.00	5	5	4	4
5/ 9	8	0	1	-0	0.00	-0.00	6	6	5	5
5/ 10	10	0	1	-0	0.00	-0.00	7	7	6	6
5/ 11	11	0	2	0	0.00	0.00	8	8	7	7
5/ 12	13	0	2	0	0.00	0.00	9	9	8	8
5/ 13	15	0	2	0	0.01	0.00	10	10	9	9
5/ 14	16	0	2	0	0.01	0.00	12	12	10	10
5/ 15	18	0	2	-0	0.01	-0.00	13	13	11	11
5/ 16	20	0	2	-0	0.01	-0.00	14	14	13	13
5/ 17	21	0	2	-0	0.01	-0.00	15	15	14	14
5/ 18	23	0	2	-0	0.01	-0.00	16	16	15	15
5/ 19	25	0	2	-0	0.01	-0.00	18	18	16	16
5/ 20	27	0	2	0	0.01	0.00	19	19	18	18
5/ 21	29	0	2	0	0.01	0.00	20	20	19	19
5/ 22	31	0	2	0	0.01	0.00	22	22	20	20
5/ 23	33	0	2	0	0.01	0.00	23	23	22	22
5/ 24	35	0	2	-0	0.01	-0.00	25	25	23	23
5/ 25	37	0	2	-0	0.01	-0.00	26	26	24	24
5/ 26	39	0	2	-0	0.01	-0.00	27	27	26	26
5/ 27	40	0	2	-0	0.01	-0.00	29	29	27	27
5/ 28	42	0	2	0	0.01	0.00	30	30	29	29
5/ 29	44	0	2	0	0.01	0.00	31	31	30	30
5/ 30	46	0	2	0	0.01	0.00	33	33	31	31

$$0,01 \leq 002$$

CAPITULO IV ¿QUÉ ES RESONANCIA?

Los cuerpos capaces de vibrar son aquellos que tienen masa y elasticidad. La elasticidad es una propiedad que tienen los cuerpos de deformarse bajo la acción de fuerzas externas y de recuperar su forma original una vez que la fuerza haya cesado. Durante el tiempo que les toma alcanzar nuevamente el estado de equilibrio los cuerpos desarrollan una serie de oscilaciones; y cada cuerpo dependiendo de su material, masa, forma y de las restricciones a la que esté sometido oscilará con frecuencias propias a las cuales se les denomina frecuencias naturales.

Básicamente existen las siguientes clases de vibraciones:

1. Vibraciones libres sin amortiguamiento.
2. Vibraciones libres con amortiguamiento.
3. Vibraciones forzadas sin amortiguamiento.
4. Vibraciones forzadas con amortiguamiento.

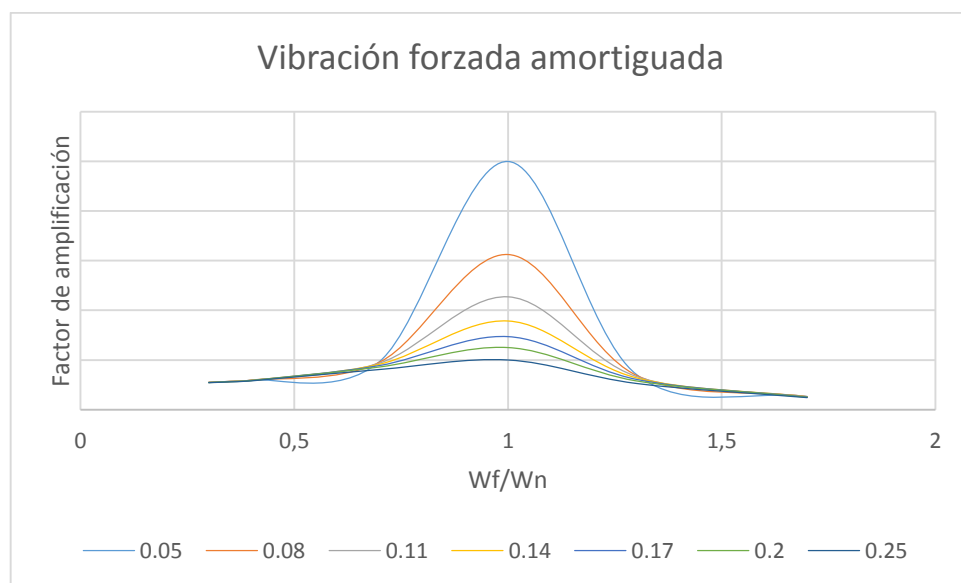
De estas clases de vibraciones las interesan son las forzadas y particularmente las forzadas con amortiguamiento ya que las estructuras poseen la capacidad de disipar energía por medio de la elasticidad, como se definió previamente. Y se las denomina vibraciones forzadas ya que existe una fuerza externa, el sismo, que altera la configuración estable del sistema.

En una vibración forzada la amplitud de vibración depende de la diferencia entre la frecuencia natural del sistema y la frecuencia de la fuerza externa. La frecuencia

natural característica de un sistema es la menor de todos los modos de vibración analizados, en otras palabras, es la que da como resultado el periodo de vibración natural más largo ya que el periodo es el inverso de la frecuencia y viceversa.

En el siguiente gráfico se puede observar la magnitud de la amplitud en función del amortiguamiento del sistema y se podrán sacar importantes conclusiones para poder definir que es resonancia.

Gráfico. Vibración forzada amortiguada.



Como se observa en el gráfico la amplitud va aumentando conforme el amortiguamiento del sistema sea más leve y en cada nivel de amortiguamiento se produce una amplitud máxima que sucede cuando la frecuencia del sistema coincide con la frecuencia de la fuerza externa, a esto se le conoce como resonancia.

En otras palabras, resonancia es el fenómeno que se produce cuando un cuerpo capaz de vibrar se encuentra bajo la acción de una fuerza periódica externa y su periodo de vibración iguala o coincide con el periodo de vibración natural del cuerpo. De este modo dicho cuerpo vibra aumentando progresivamente la amplitud del movimiento dando lugar a fuerzas y esfuerzos que pueden sobrepasar el límite de resistencia de los materiales que conforman al cuerpo.

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción se indica que las estructuras tienen que ser diseñadas con un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico valor que al ubicarlo en el gráfico anterior señala que las estructuras, en especial las edificaciones de altura, experimentarían grandes amplitudes en caso de entrar en resonancia.

Por esta razón se ha intensificado el estudio de la resonancia en las estructuras civiles. En esta disertación las estructuras que más amplitud experimentarían son aquellas con pórticos resistentes a momento debido a que su grado de amortiguamiento es mayor al de las estructuras con muros de corte siempre a cuando entren en resonancia.

4.1 Resonancia en estructuras civiles

Existen varios ejemplos de estructuras civiles que han experimentado el fenómeno de la resonancia que ha enseñado a los profesionales constructores a tomarlo más en

cuenta. Tal vez el ejemplo más claro de la acción de la resonancia en una estructura es el puente de Tacoma Narrows el cual colapsó en 1940 por la acción del viento.

Así como el viento es un factor crítico en el diseño de puentes el suelo lo es para el diseño de edificio. El suelo a pesar de su aparente estado de quietud en realidad se encuentra en un continuo cambio y movimiento ya sea por fuerzas naturales como los sismos o por incidencia humana como la ocupación de maquinaria.

Como se ha comentado anteriormente, el propósito de esta disertación es comparar los periodos naturales de vibración de los edificios con el periodo de vibración de los suelos existentes en Quito con el fin de llegar a determinar qué tipo de estructura podría llegar a entrar en resonancia.

4.2 Gráficos comparativos

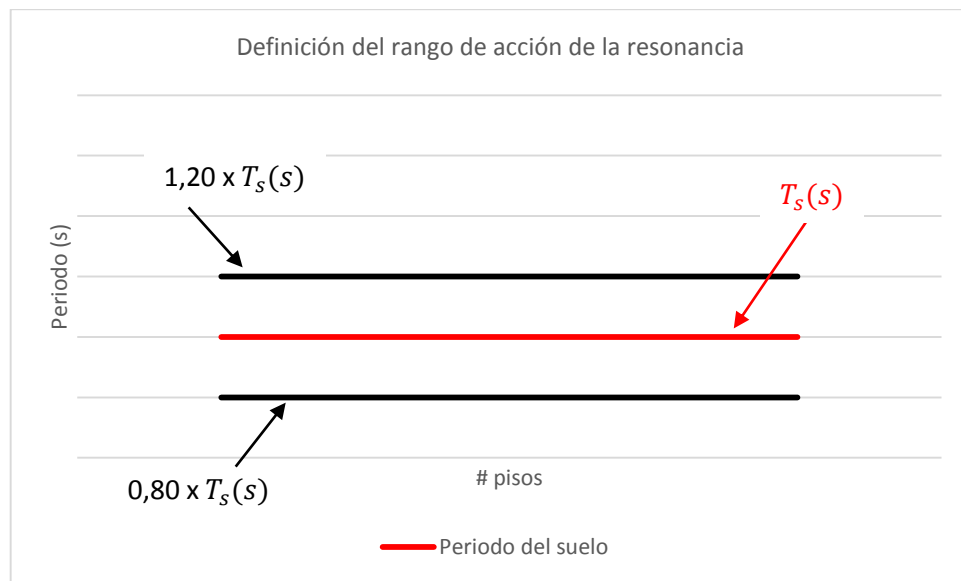
Los gráficos que se presentarán a continuación comparan los periodos de vibración, agrietados y no agrietados, de un tipo de estructura versus el periodo de vibración del suelo de cada microzona.

Se realizó la comparación para cada una de las microzonas mencionadas en el capítulo uno con lo cual se han podido sacar importantes conclusiones.

En cuanto a la manera de determinar si una estructura entra en el rango de resonancia se ha decidido, tal y como se lo realiza en la práctica, multiplicar al periodo de

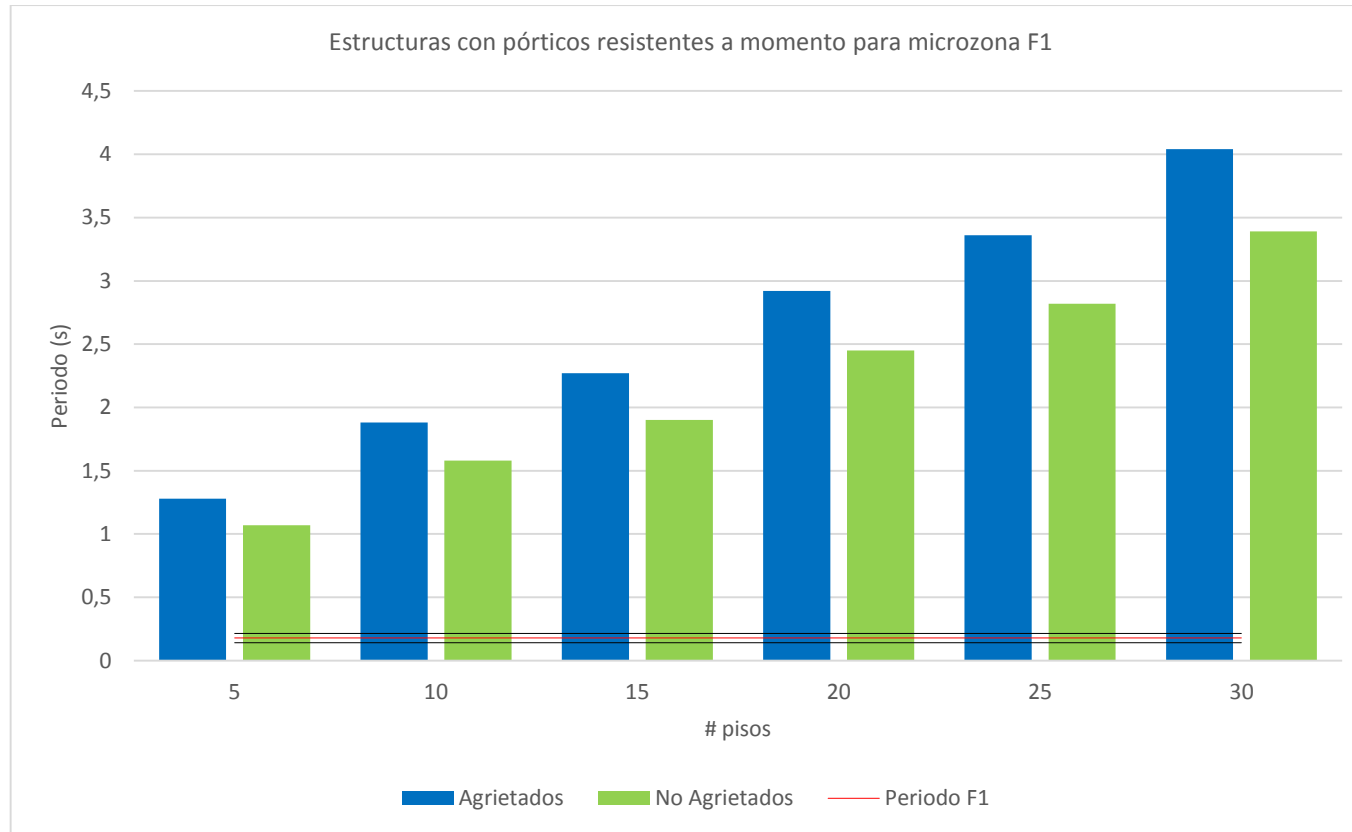
vibración del suelo por los coeficientes 1,20 y 0,80. En otras palabras, se lo amplifica y deamplifica un 20%, se podrá observar de mejor manera en el siguiente gráfico.

Gráfico. Interpretación de resultados.



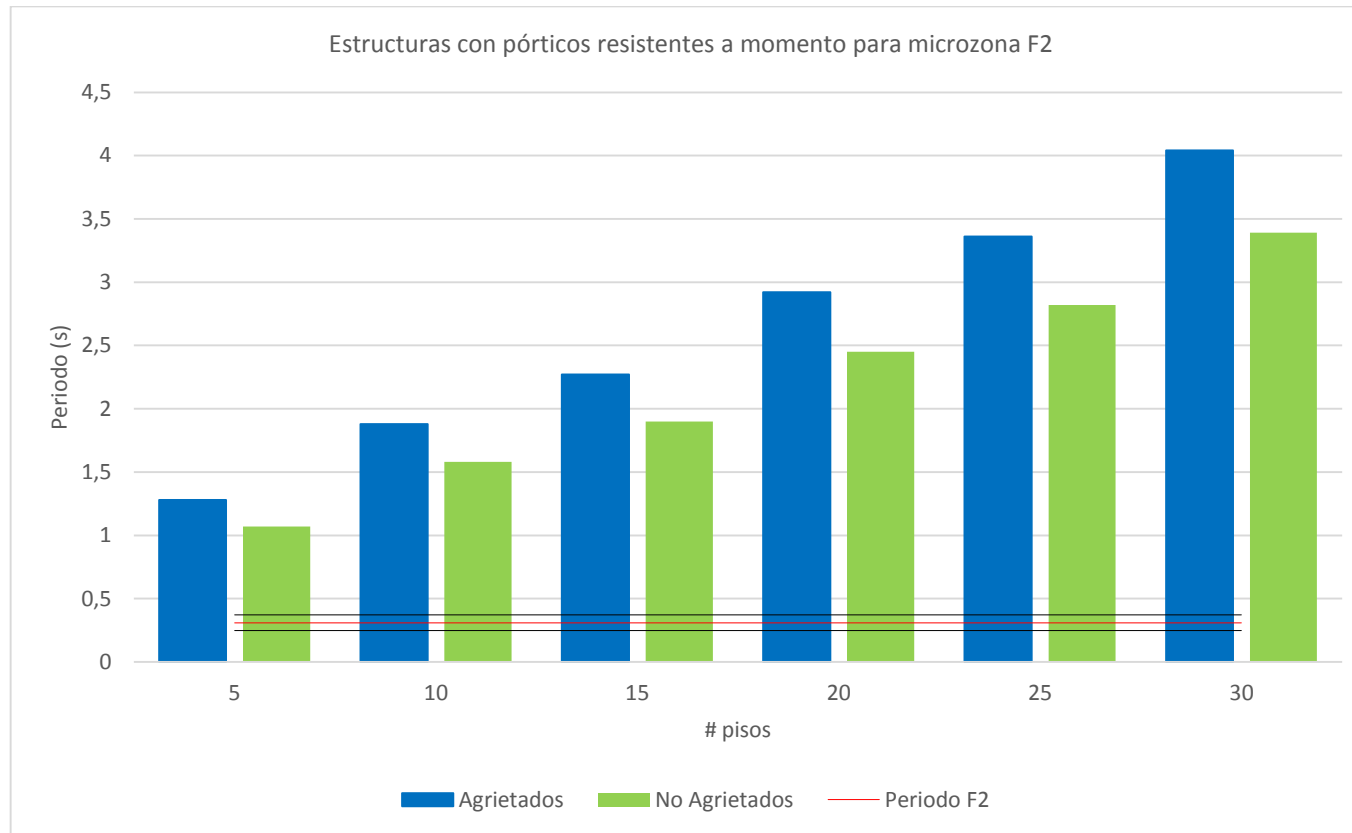
Este proceso se lo realizó para cada una de las microzonas. Una vez explicado esto se presentarán los gráficos comparativos.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F1



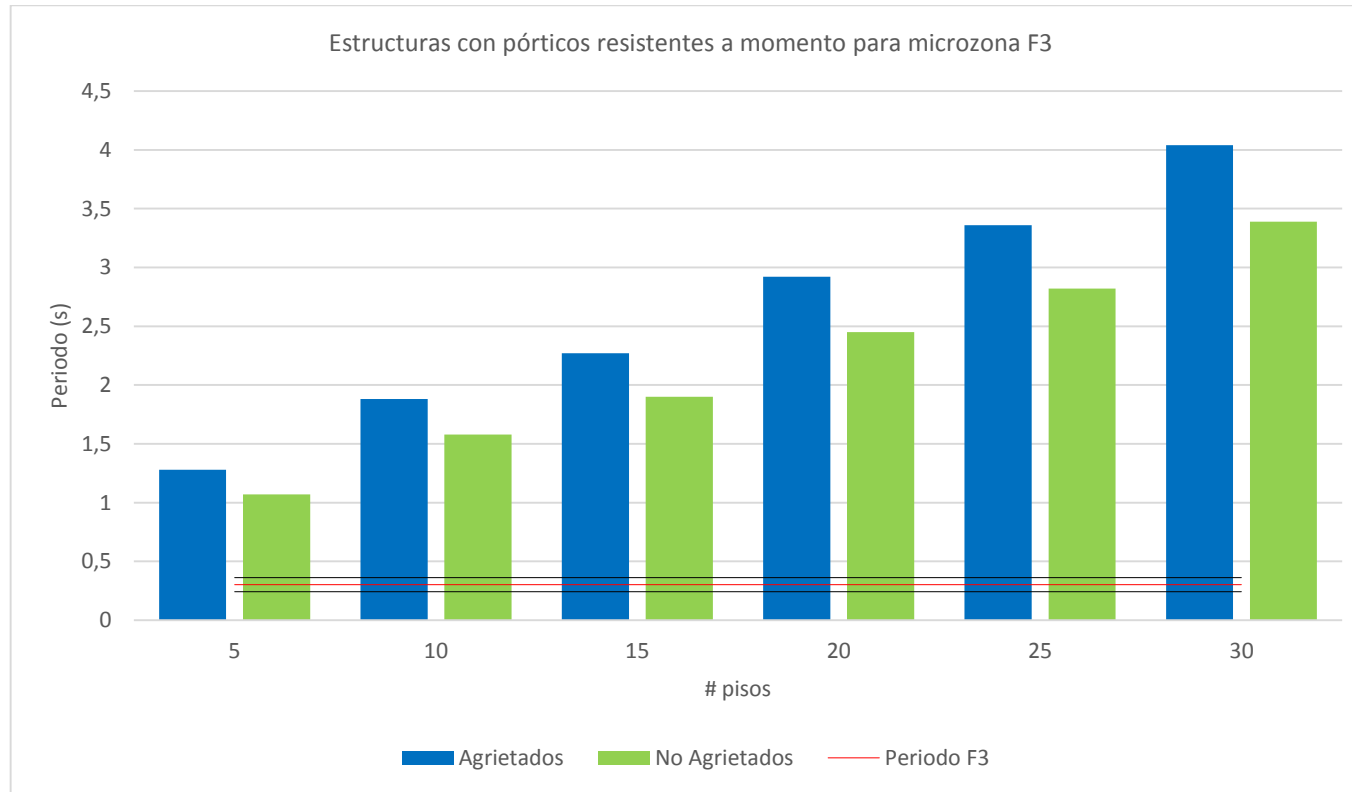
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento de un piso de altura en la microzona F1. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F2



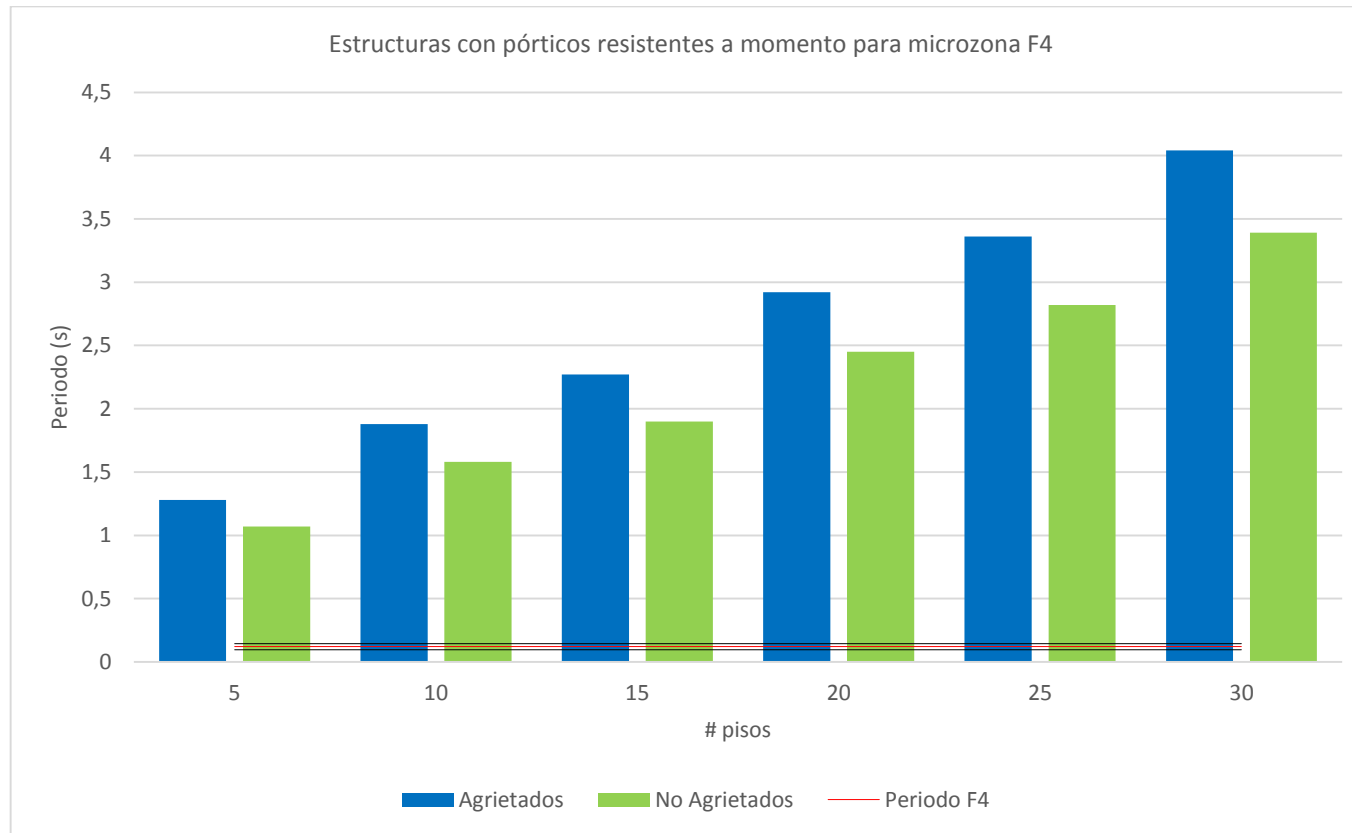
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento entre uno y dos pisos de altura en la microzona F2. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F3



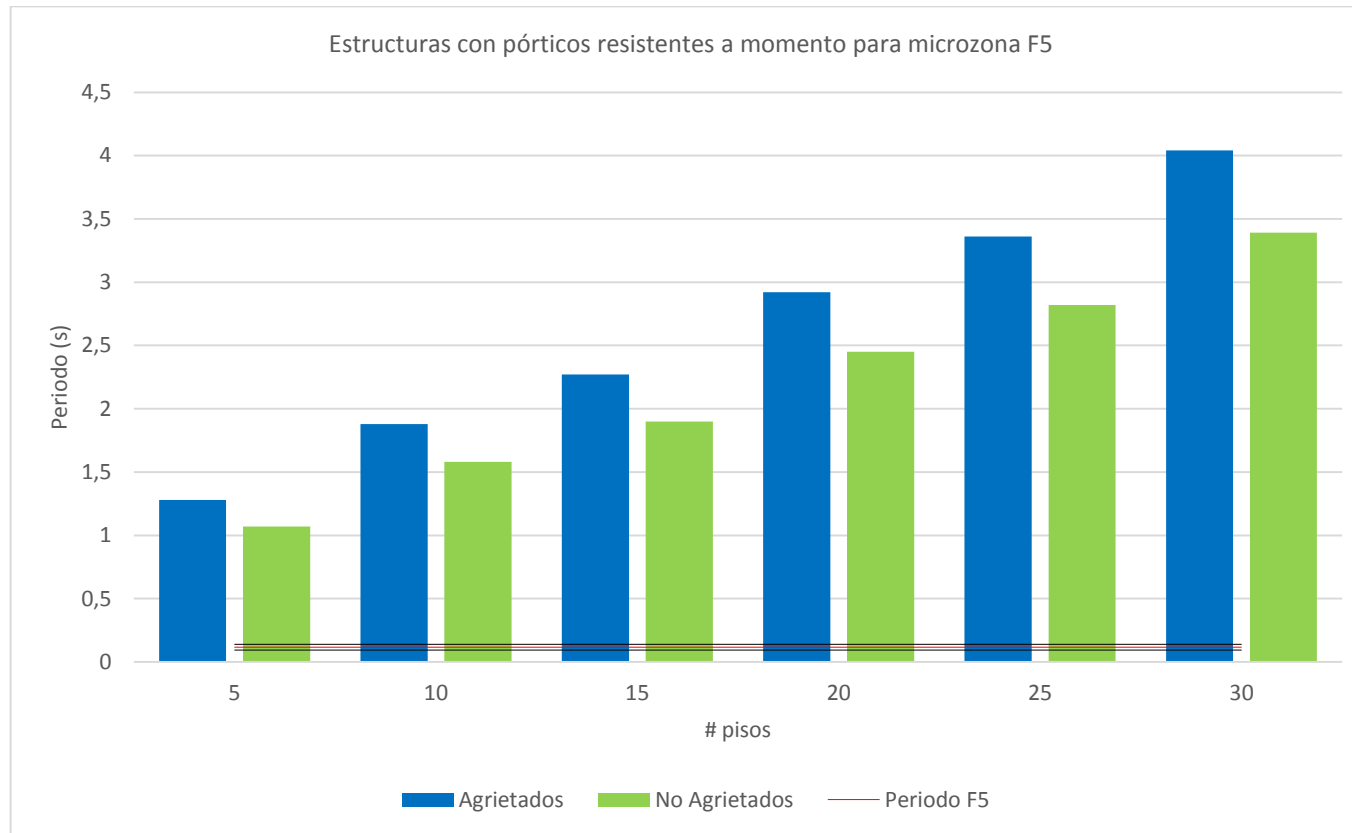
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento entre uno y dos pisos de altura en la microzona F3. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F4



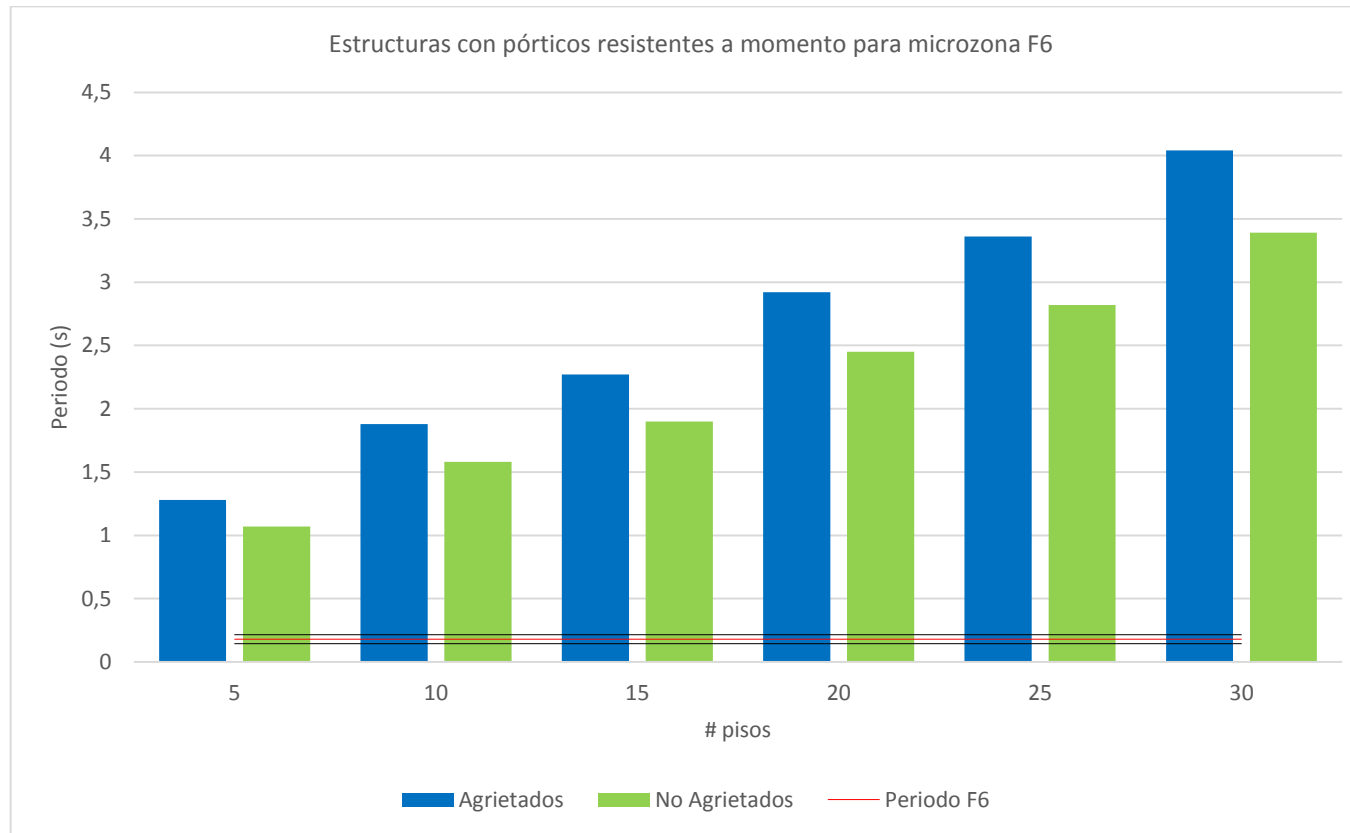
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento de un piso de altura en la microzona F4. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F5



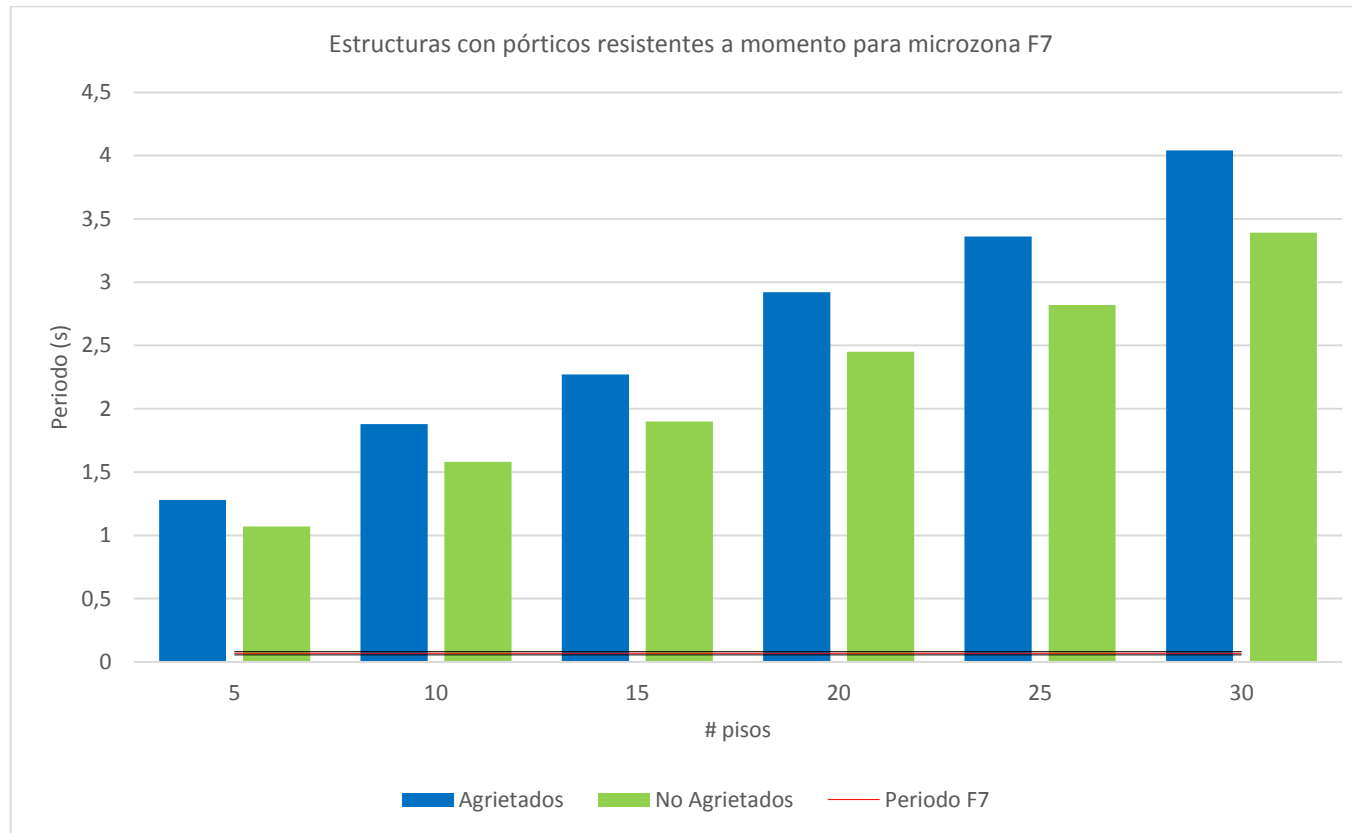
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento de un piso de altura en la microzona F5. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F6



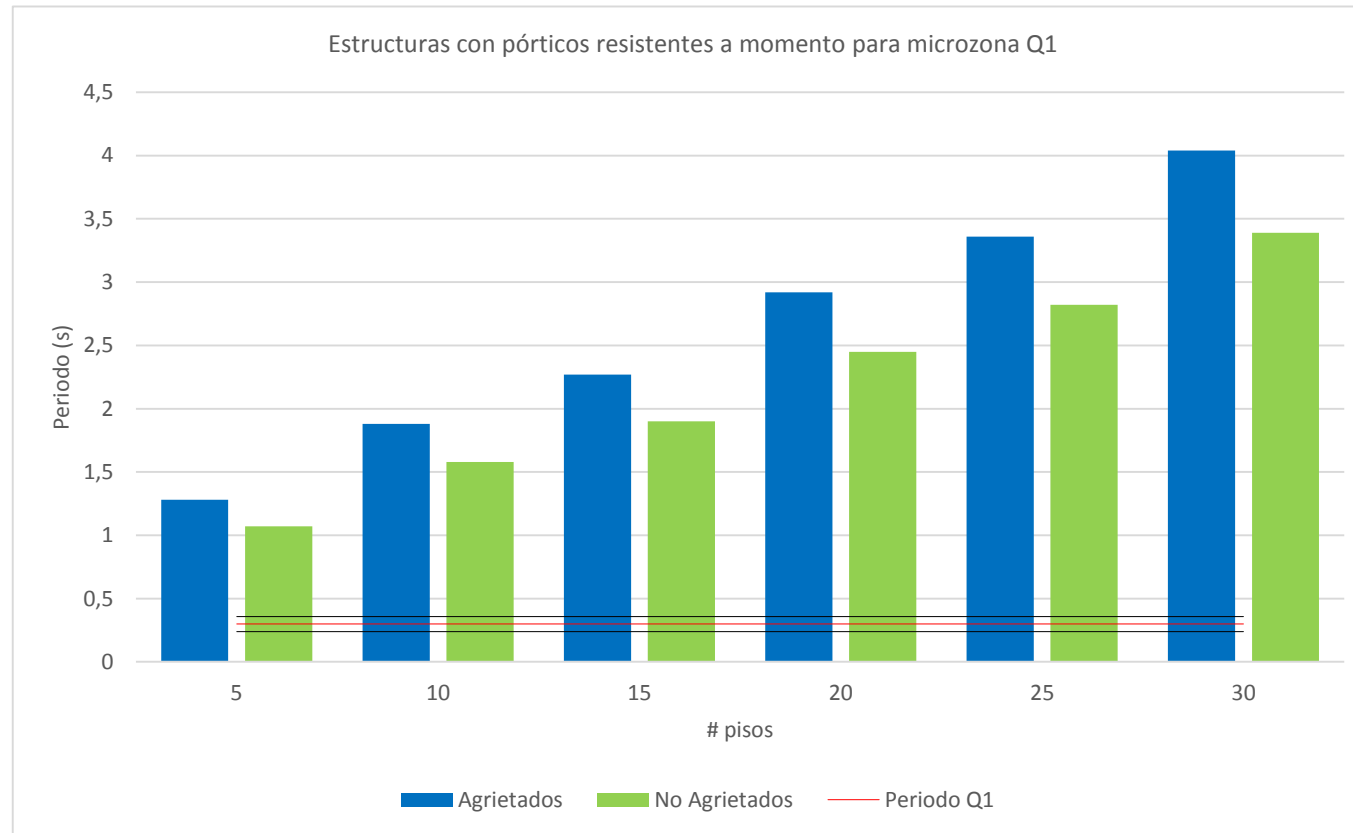
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento de un piso de altura en la microzona F6. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona F7



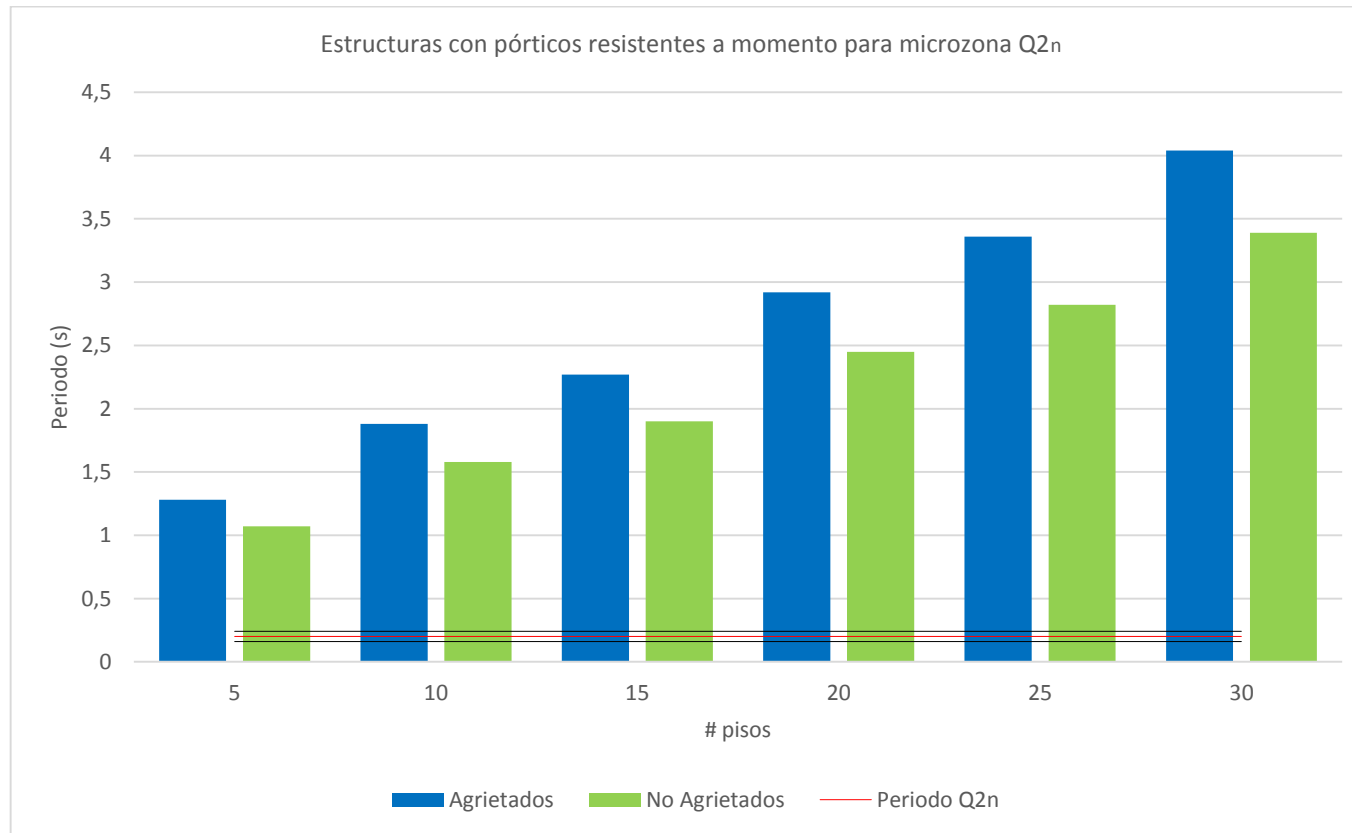
No existe peligro de resonancia en las estructuras con pórticos resistentes a momento en la microzona F7. Como se puede observar en el gráfico el periodo de vibración del suelo es muy bajo.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q1



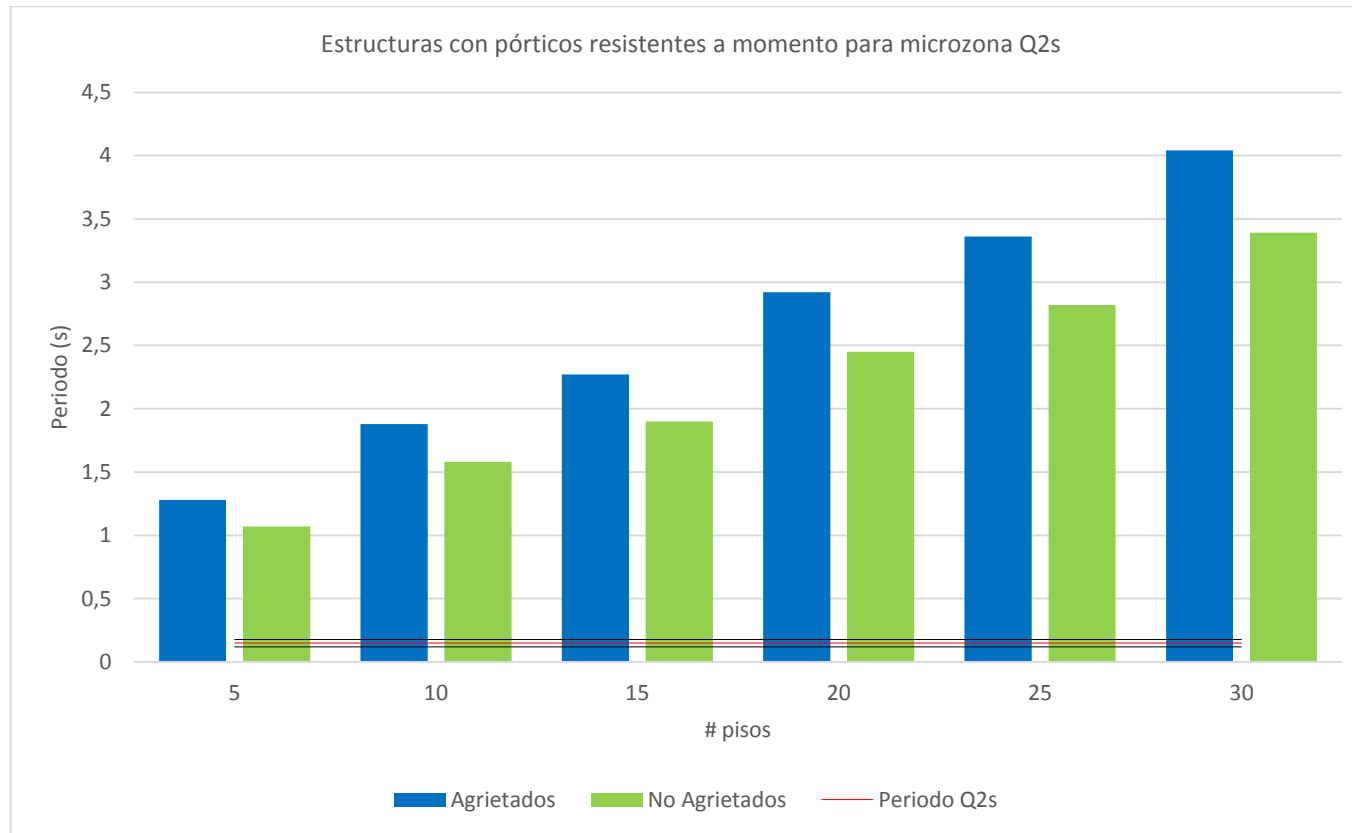
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento entre uno y dos pisos de altura en la microzona Q1. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q2n



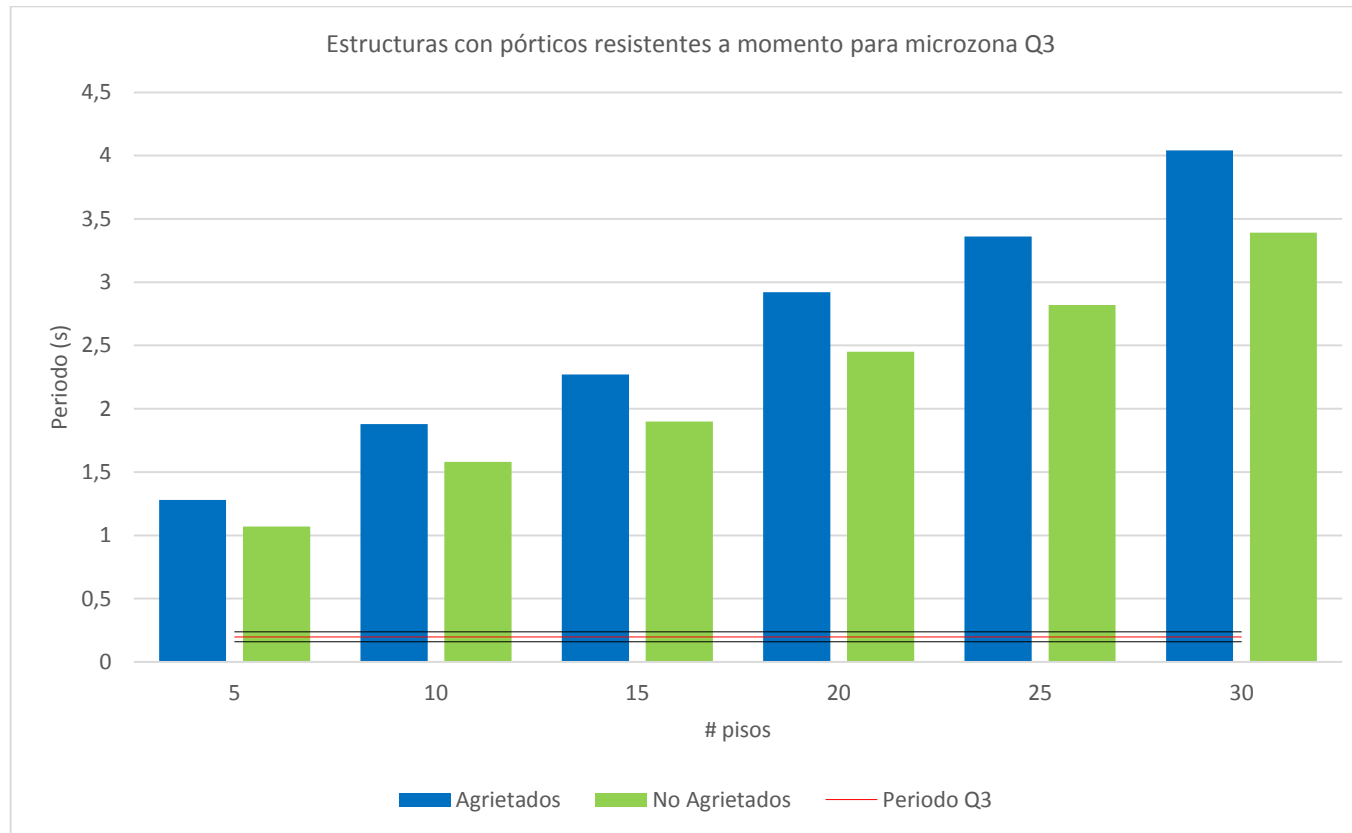
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento de un piso de altura en la microzona Q2n. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q2s



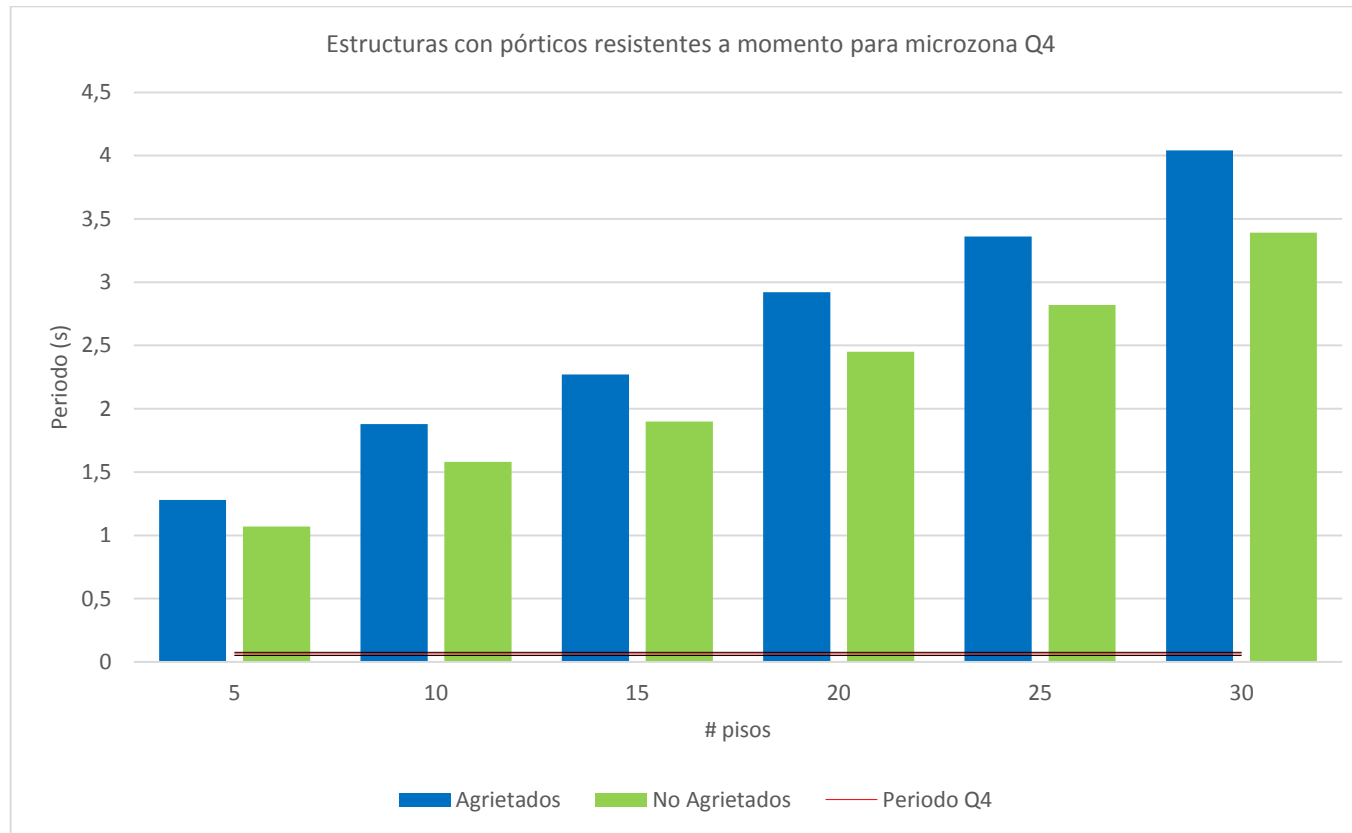
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento de un piso de altura en la microzona Q2s. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q3



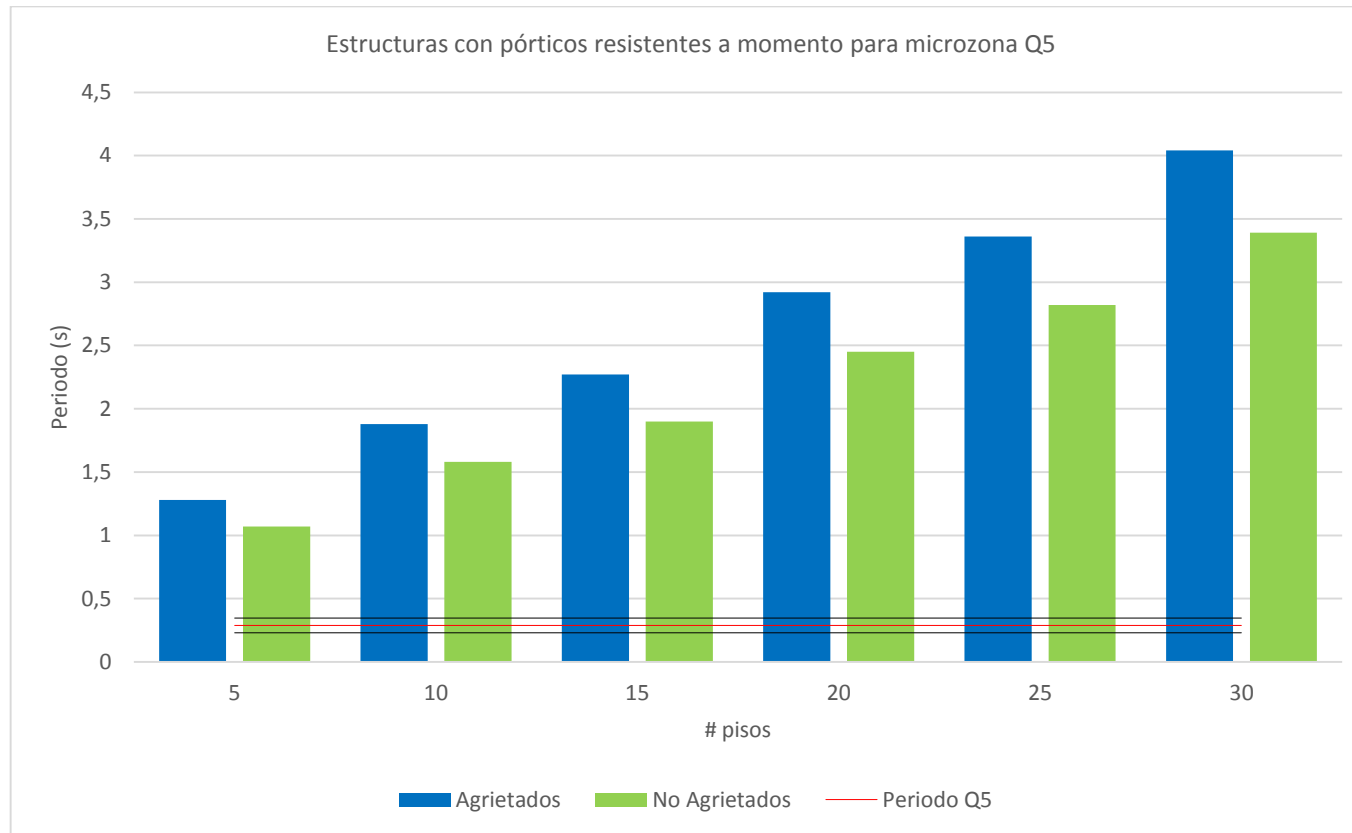
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento de un piso de altura en la microzona Q3. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q4



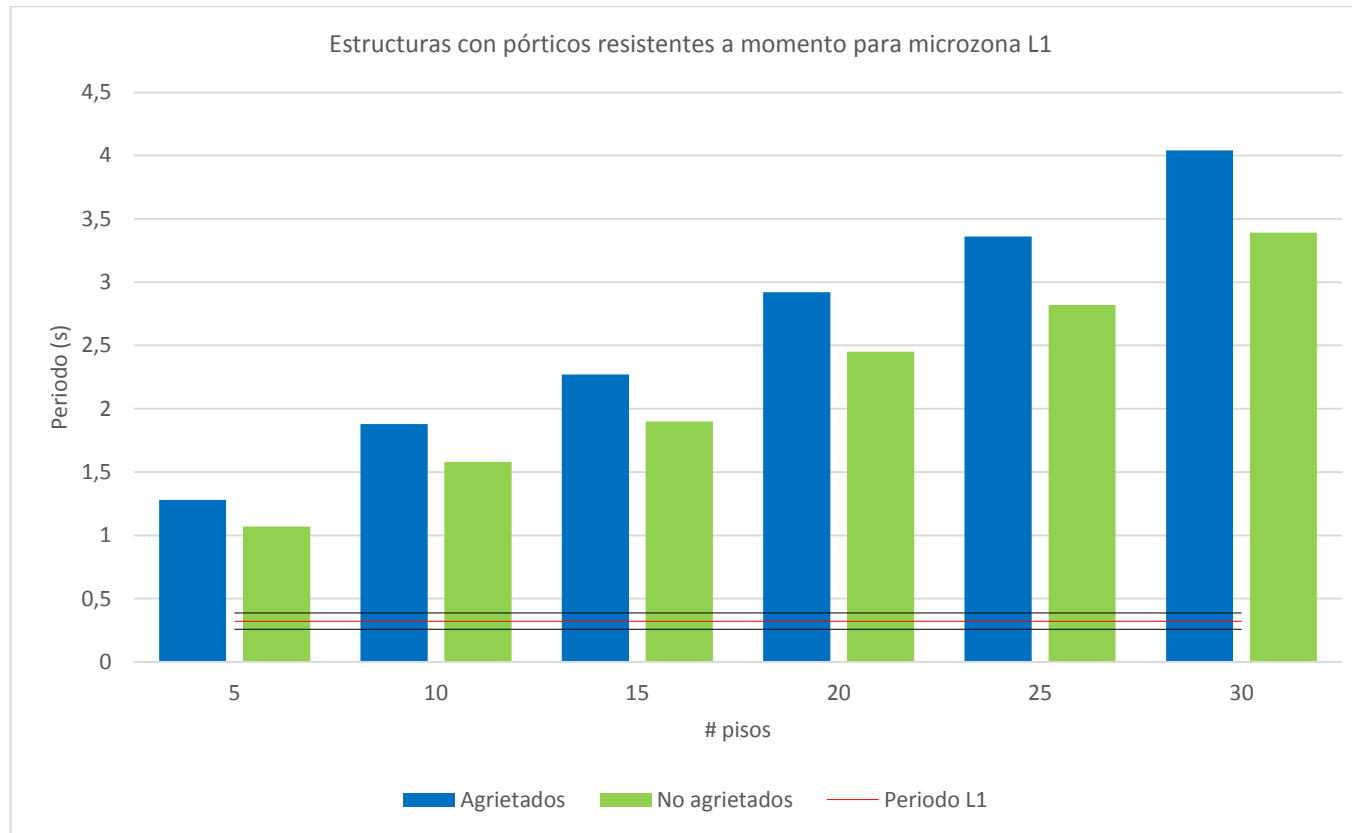
No existe peligro de resonancia en las estructuras con pórticos resistentes a momento en la microzona Q4. Como se puede observar en el gráfico el periodo de vibración del suelo es muy bajo.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona Q5



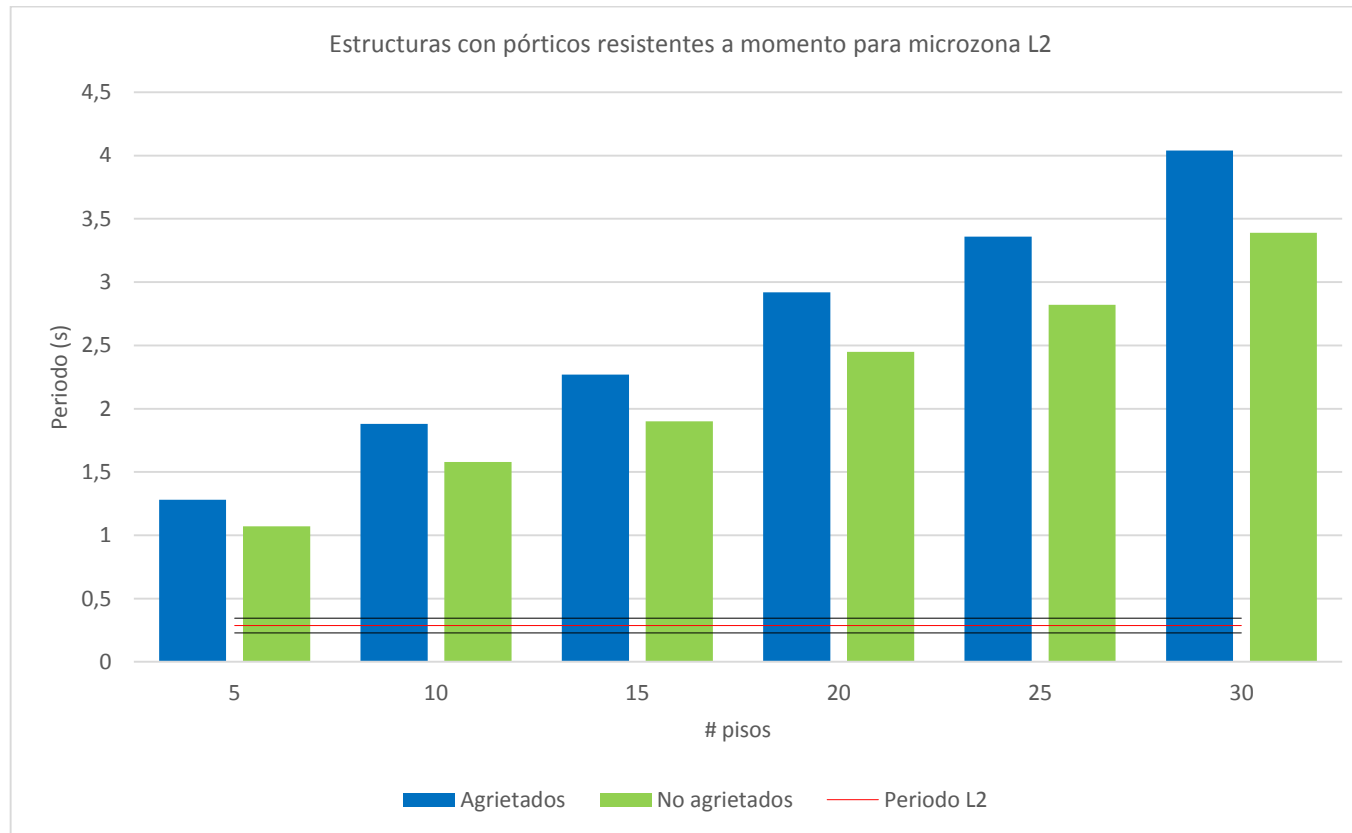
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento entre uno y dos pisos de altura en la microzona Q5. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona L1



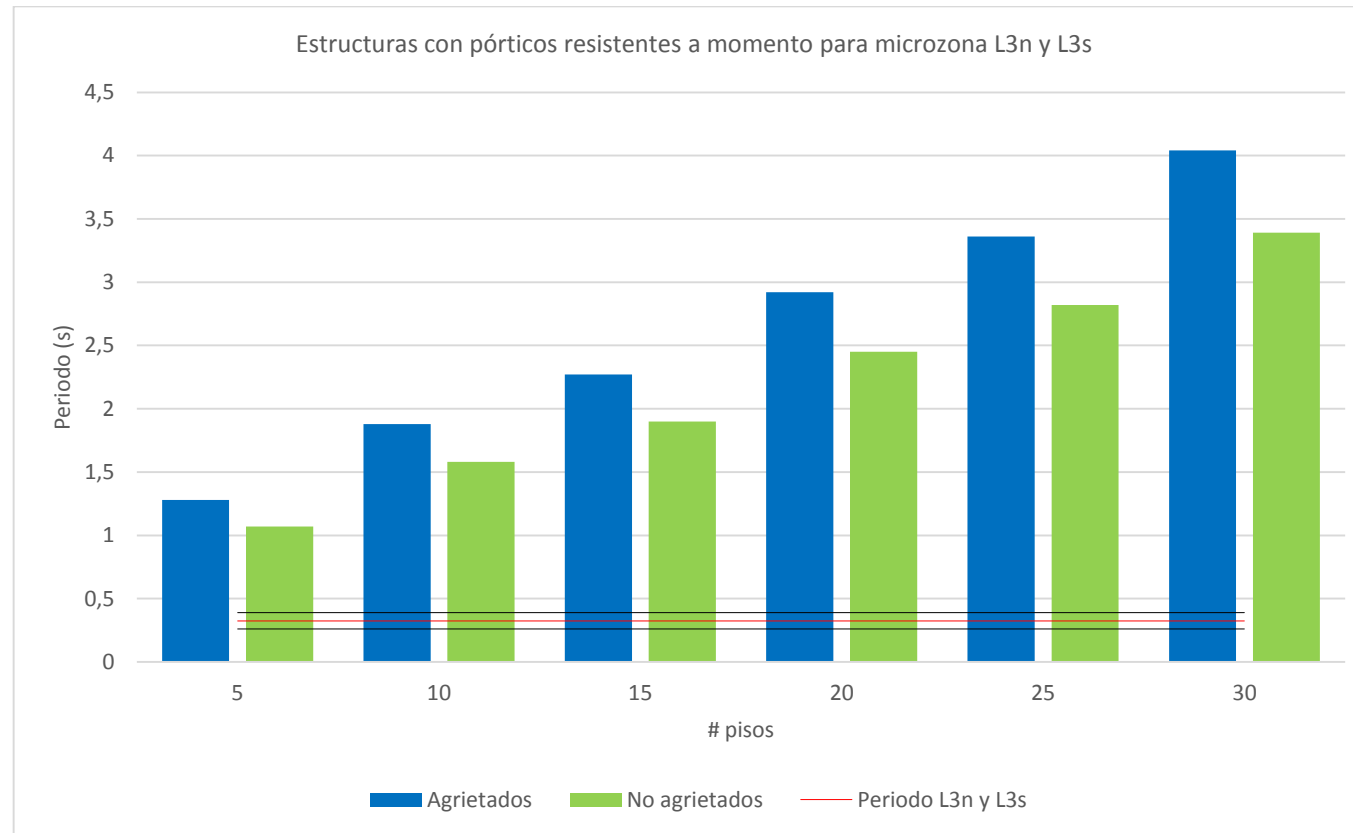
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento entre uno y dos pisos de altura en la microzona L1. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona L2



Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento entre uno y dos pisos de altura en la microzona L2. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

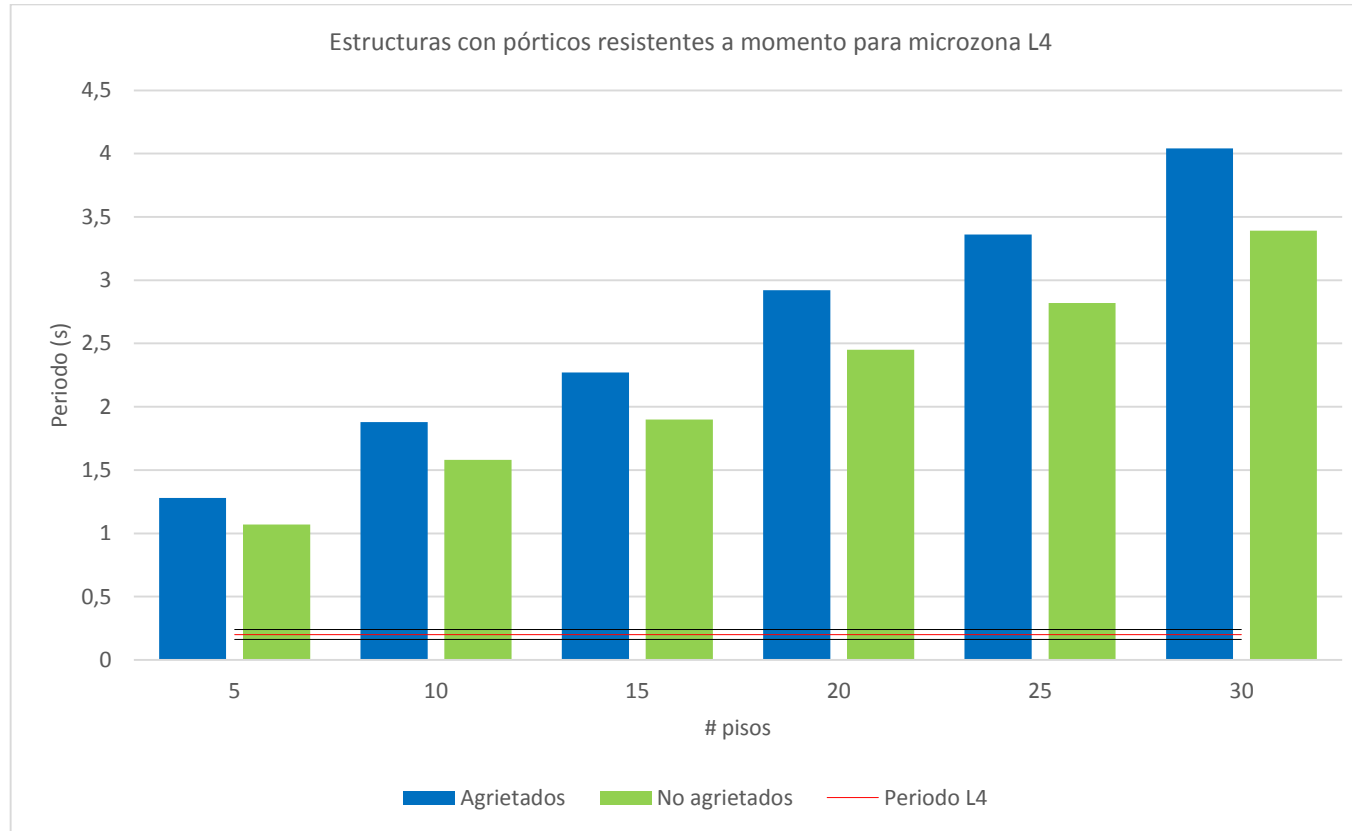
Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzonas L3n y L3s



Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento entre uno y dos pisos de altura en las microzonas L3n y L3s.

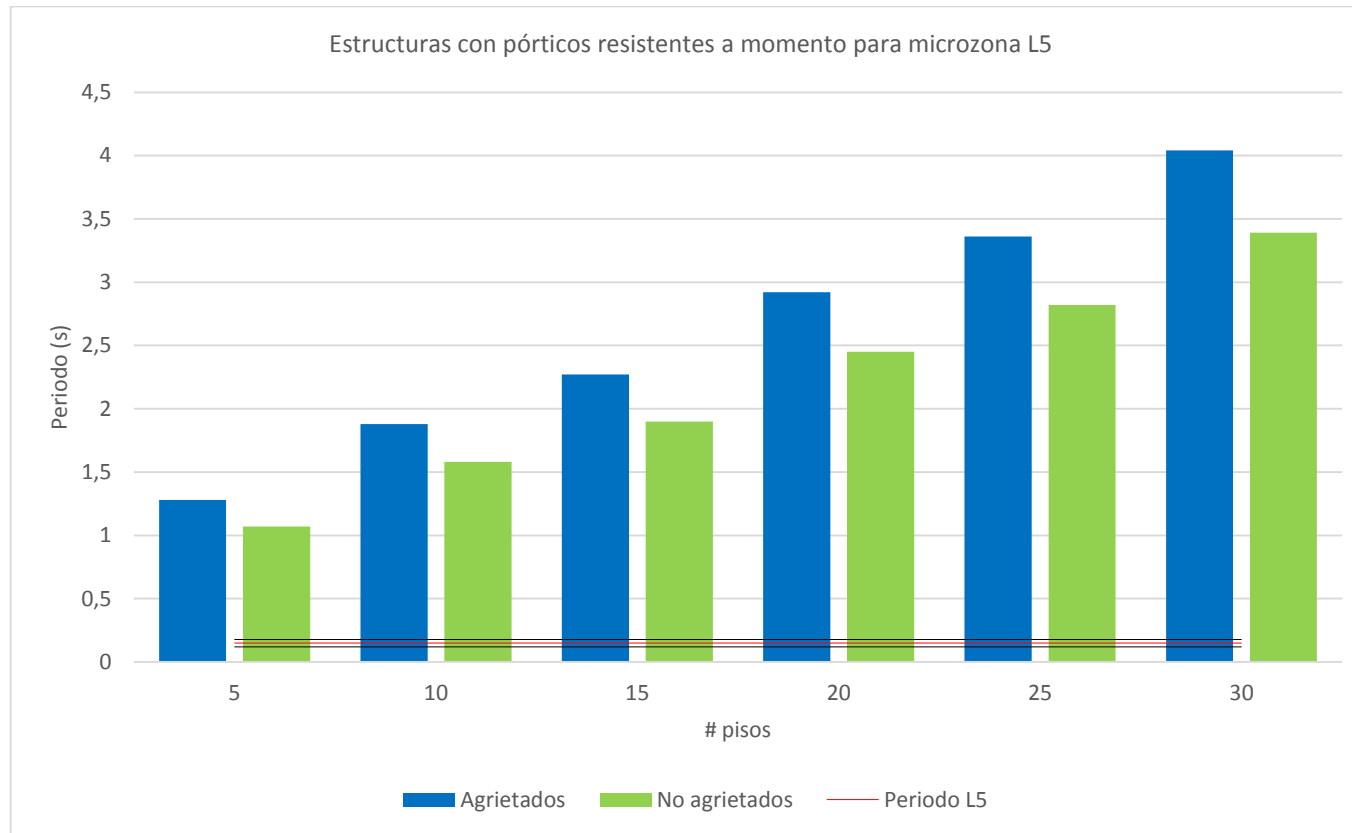
Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona L4



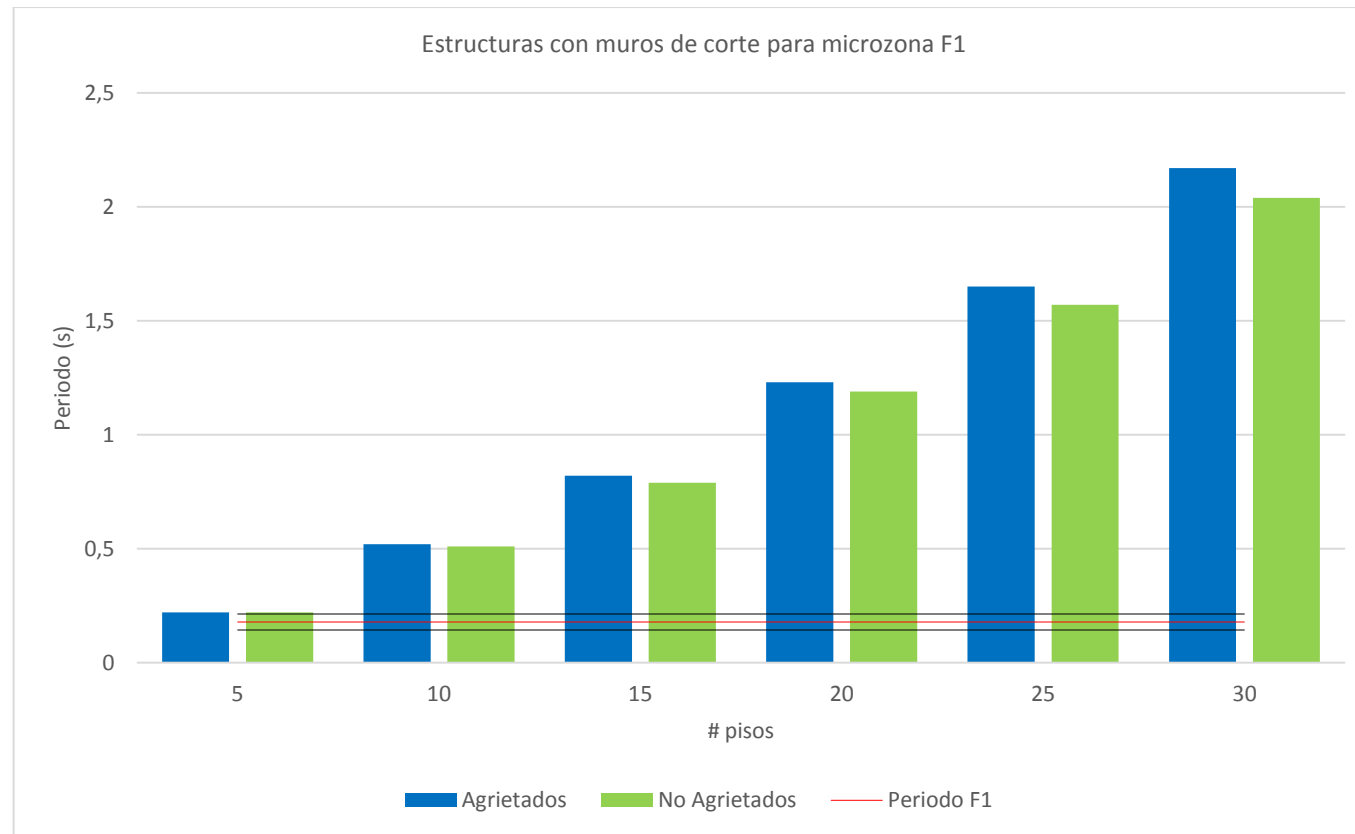
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento de un piso de altura en la microzona L4. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con pórticos resistentes a momento para microzona L5



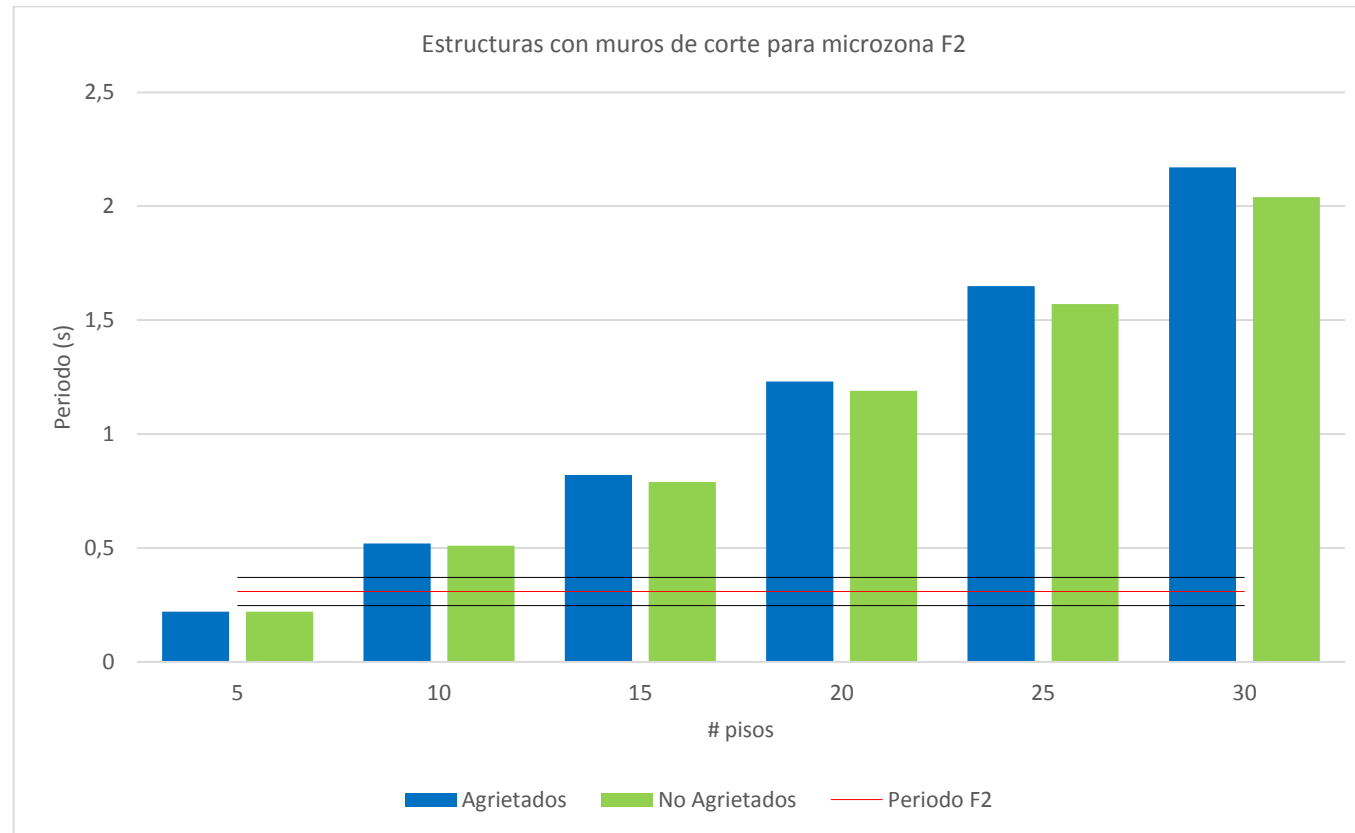
Existe peligro de resonancia en estructuras con pórticos resistentes a momento de un piso de altura en la microzona L5. Para alturas mayores se puede observar que los periodos de vibración de las estructuras superan ampliamente el periodo de vibración del suelo lo que indica que no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F1



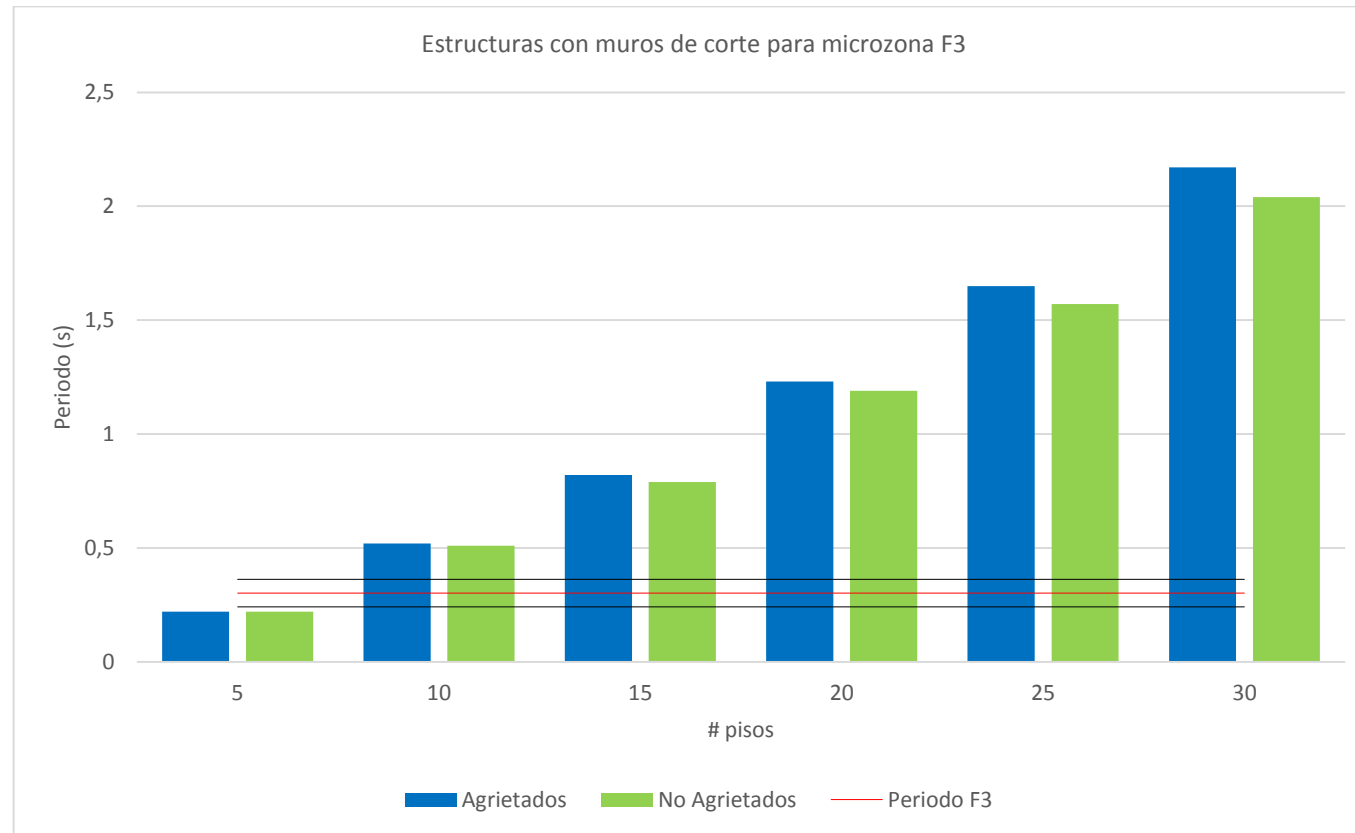
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre tres y cinco pisos de altura en la microzona F1. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los dos pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F2



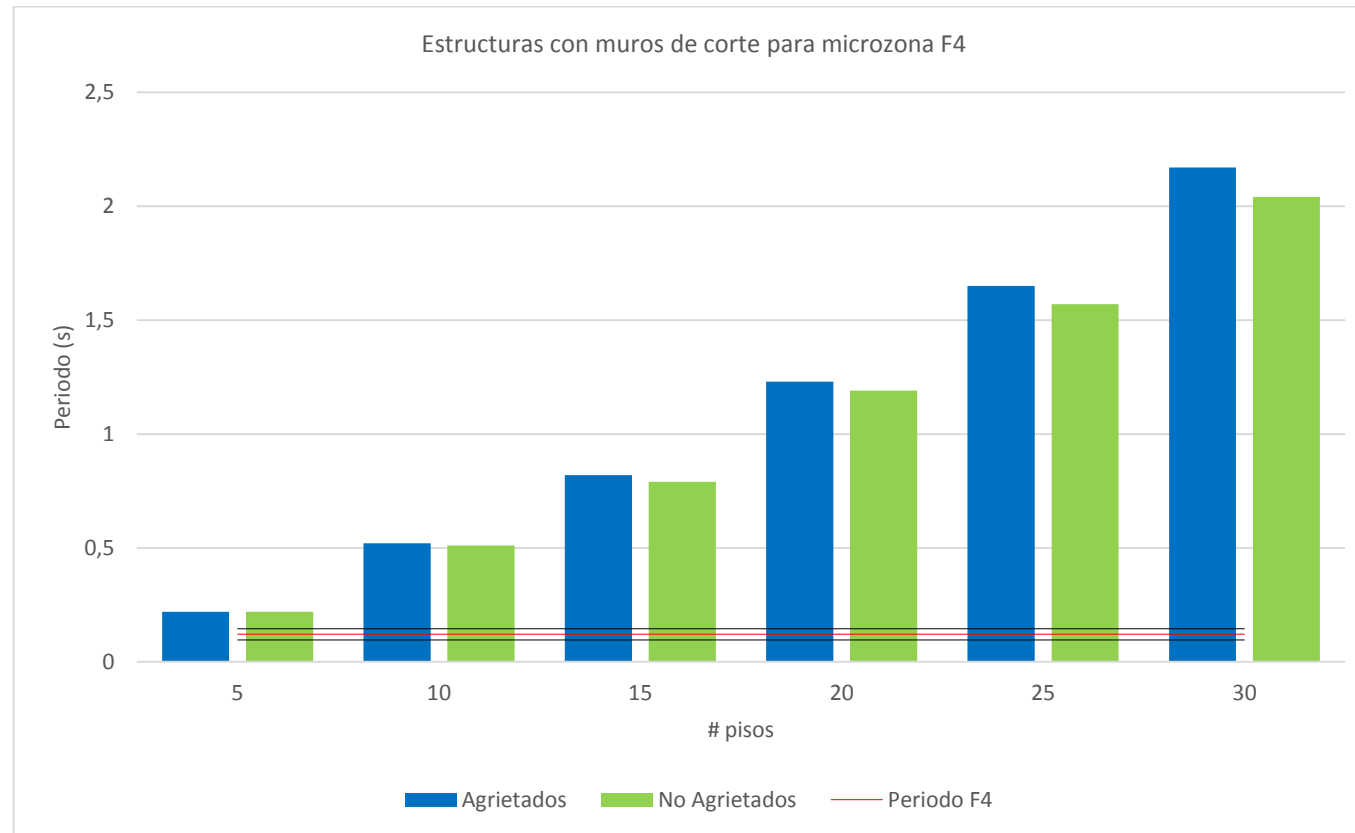
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre cinco y ocho pisos de altura en la microzona F2. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los cinco pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F3



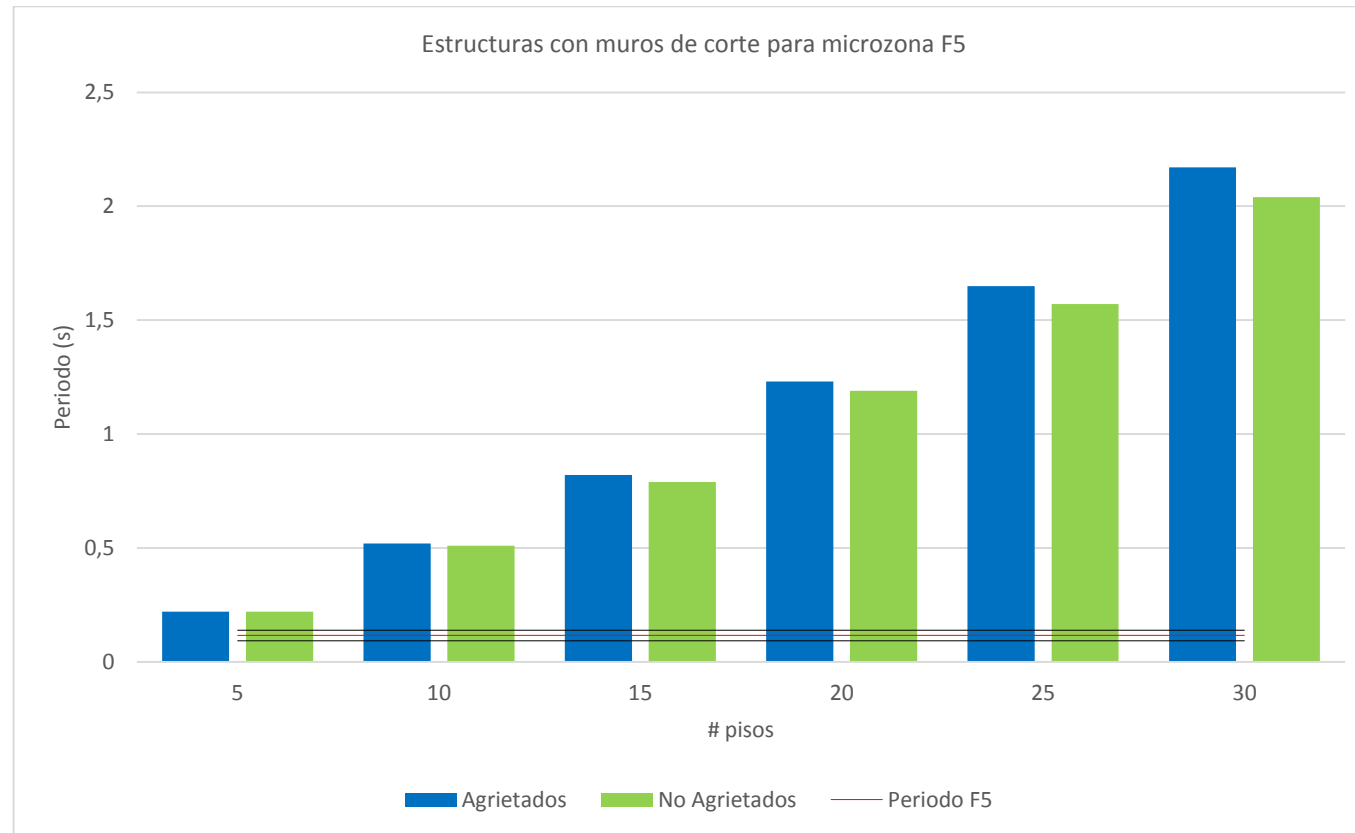
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre cinco y ocho pisos de altura en la microzona F3. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los cinco pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F4



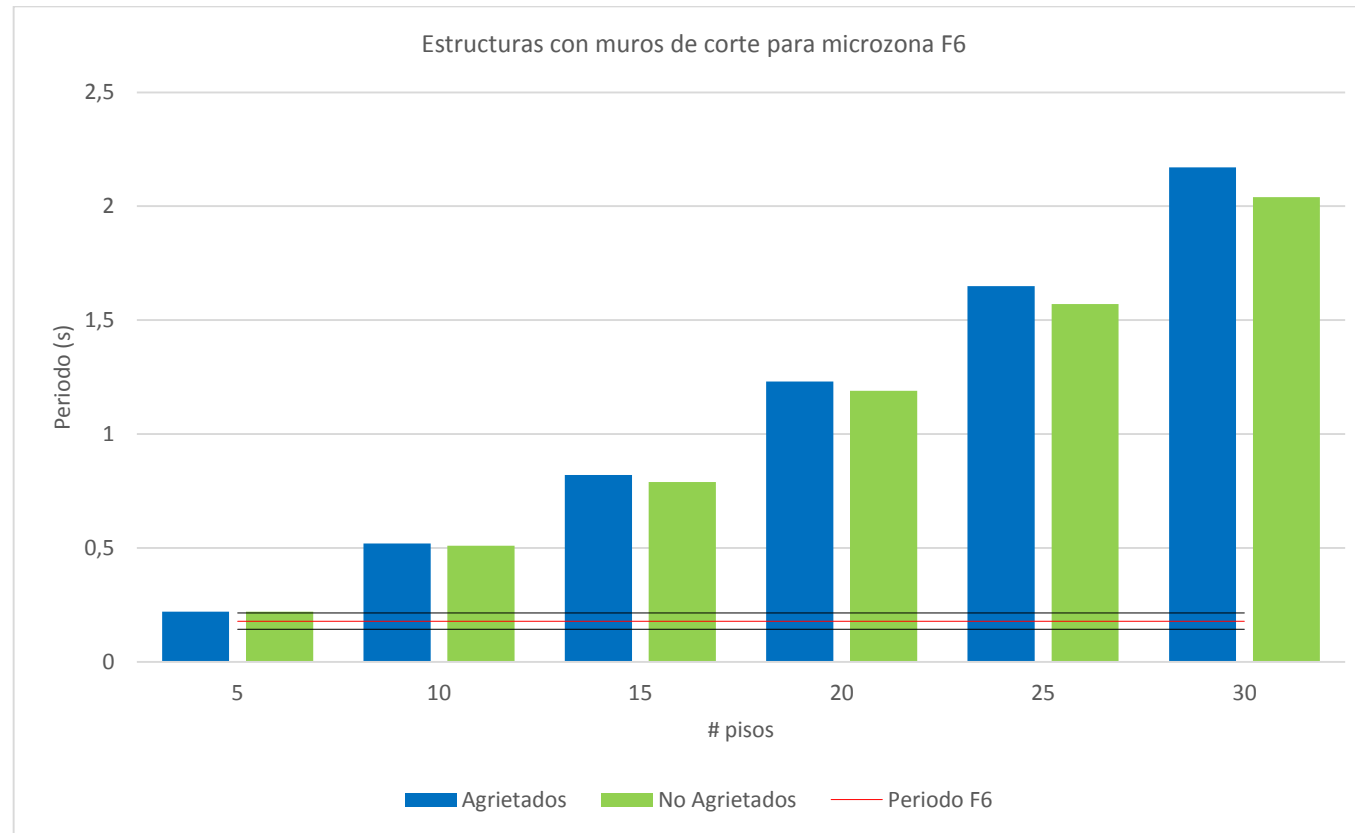
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre tres y cuatro pisos de altura en la microzona F4. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los dos pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F5



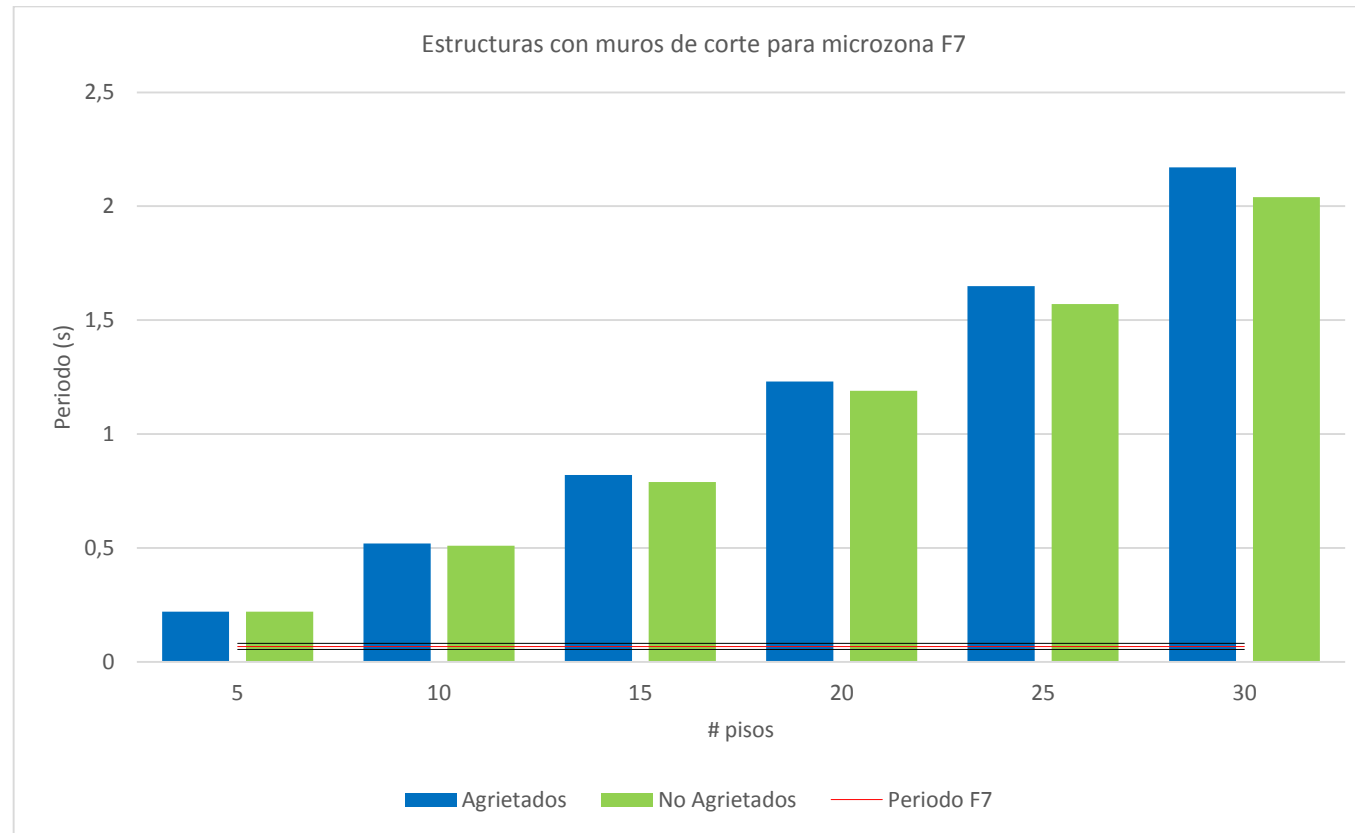
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre tres y cuatro pisos de altura en la microzona F5. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los dos pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F6



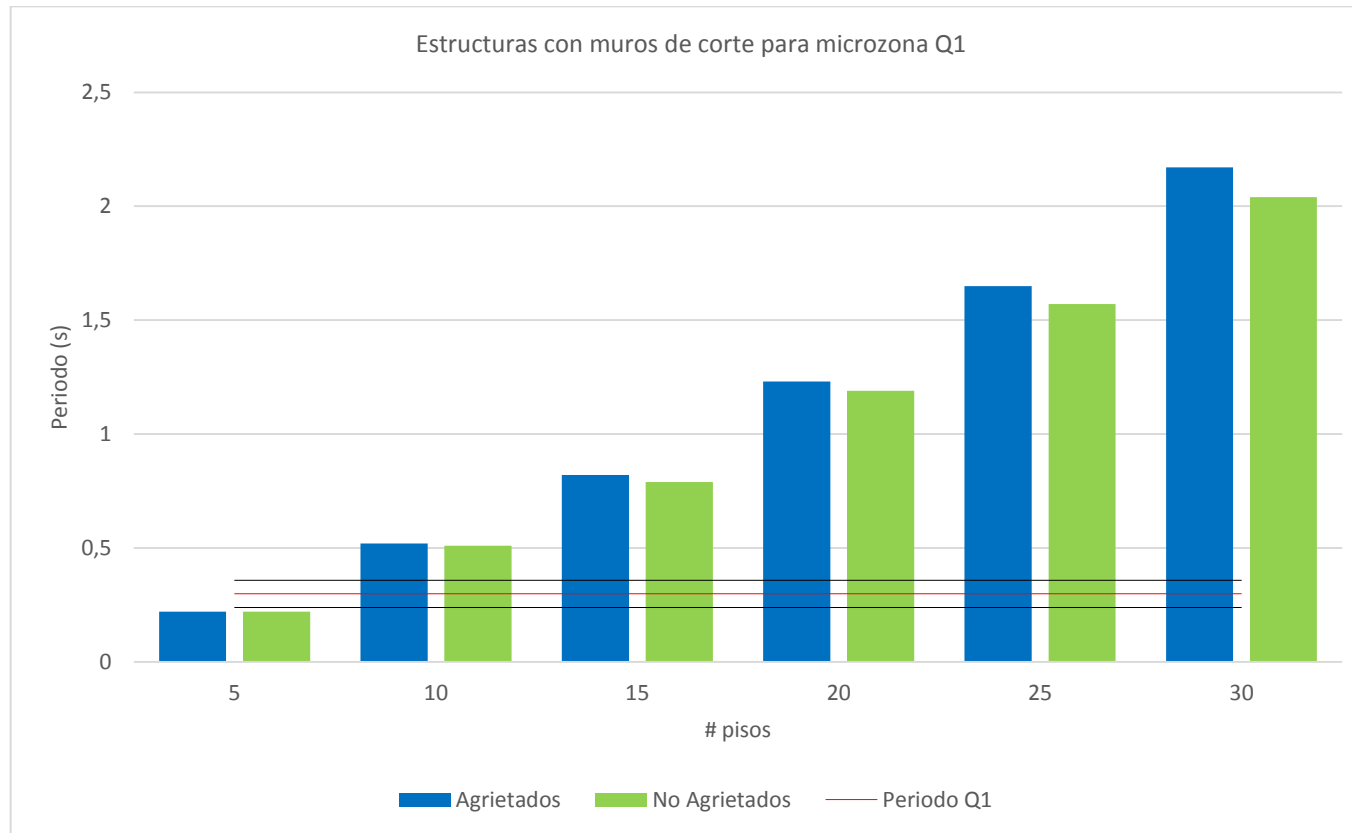
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre tres y cinco pisos de altura en la microzona F6. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los dos pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona F7



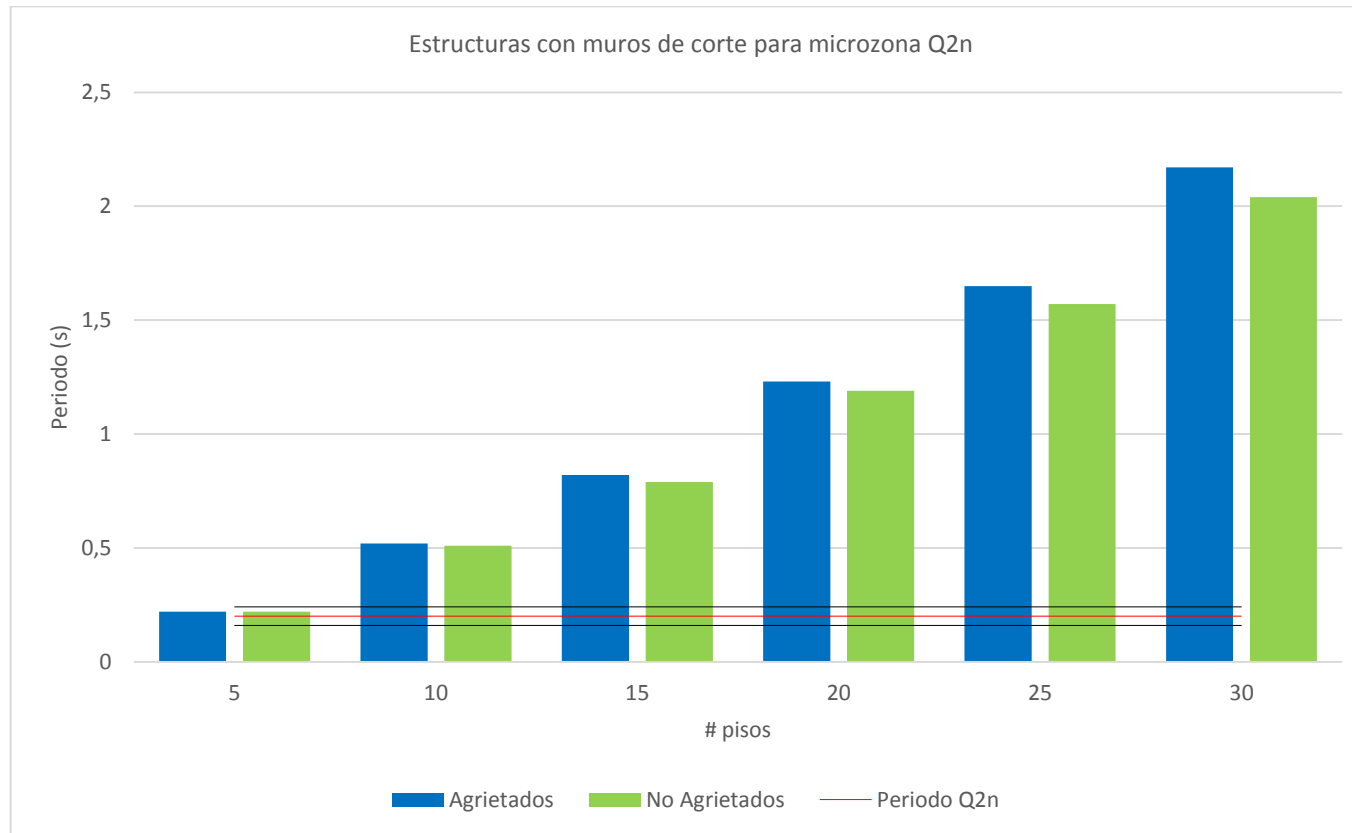
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre uno y dos pisos de altura en la microzona F7. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q1



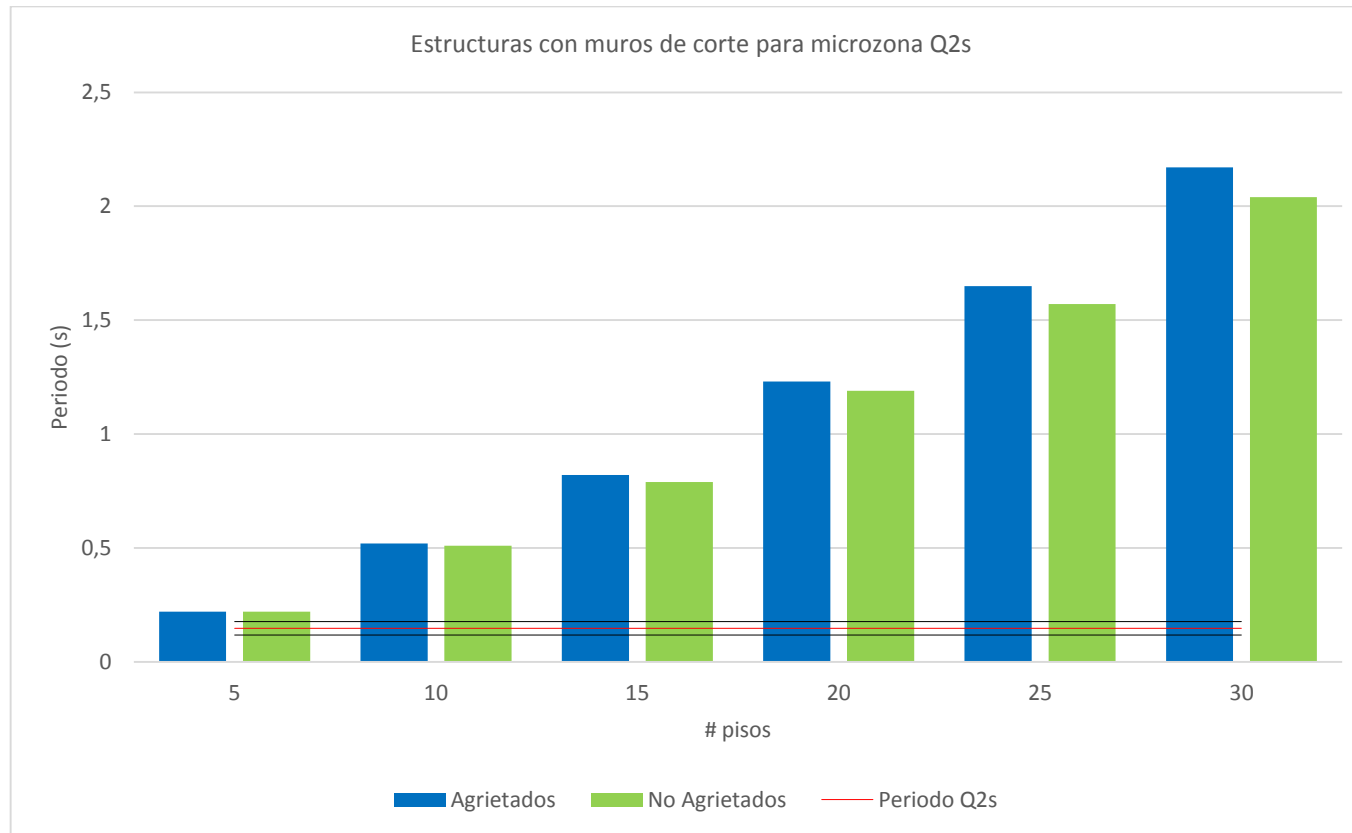
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre cinco y ocho pisos de altura en la microzona Q1. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los cinco pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q2n



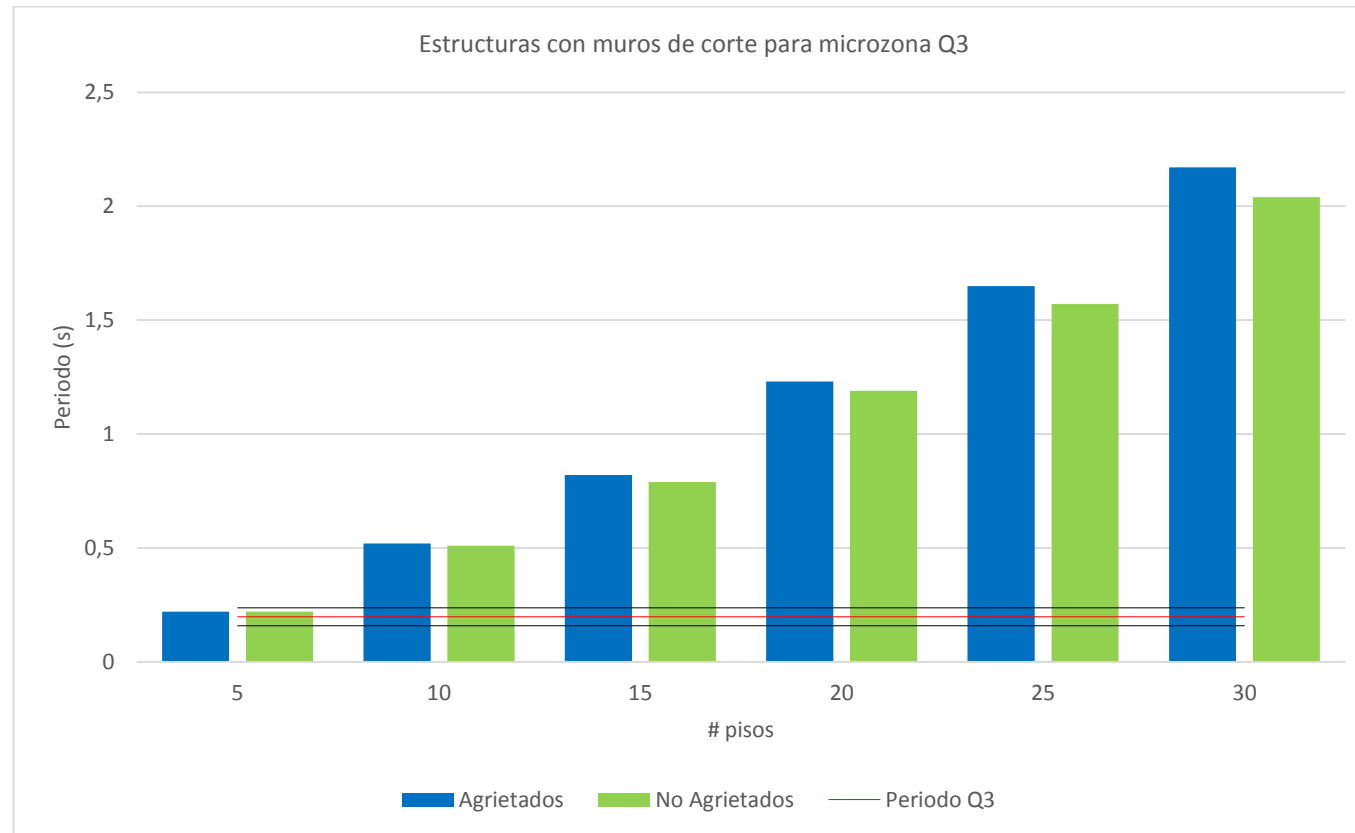
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre cuatro y seis pisos de altura en la microzona Q2n. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los tres pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q2s



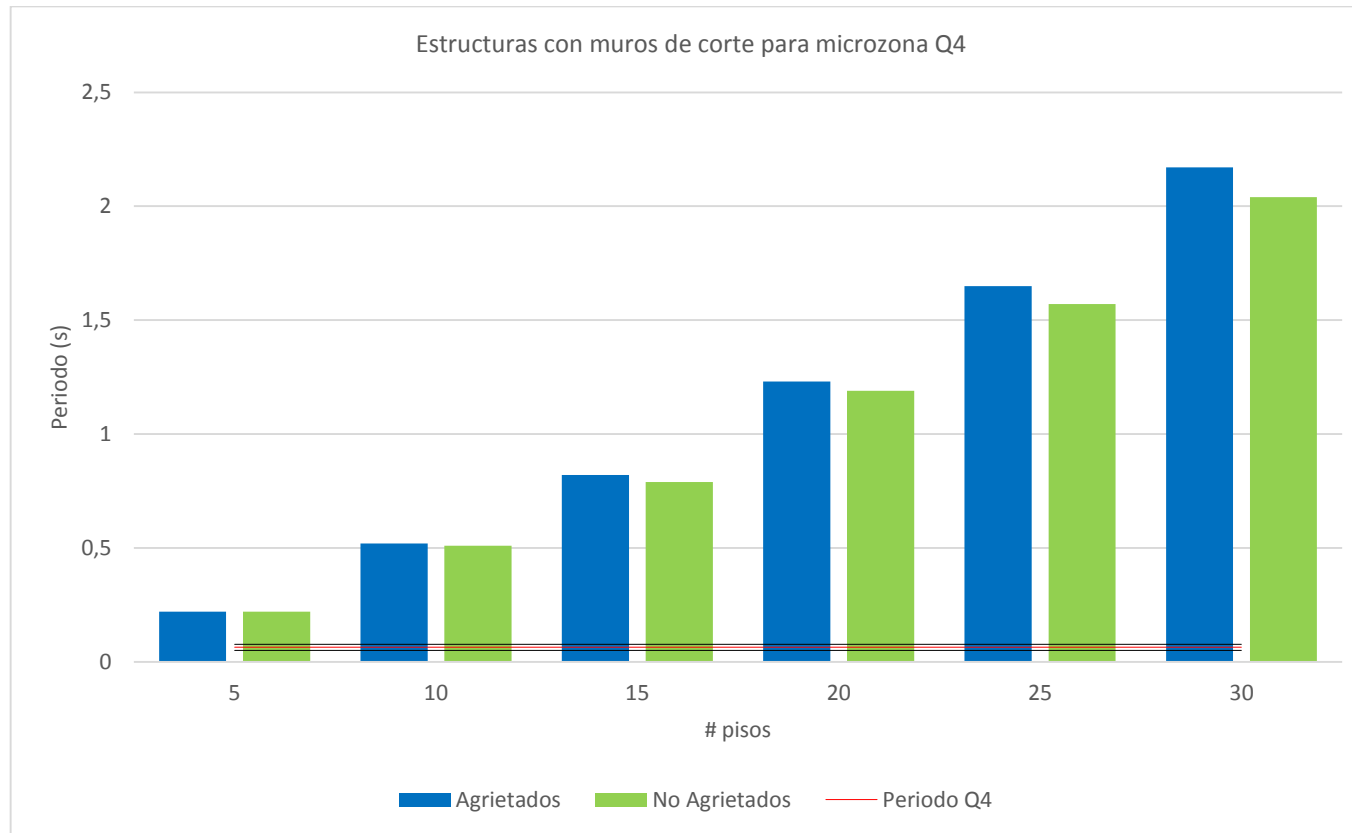
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre tres y cuatro pisos de altura en la microzona Q2s. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los dos pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q3



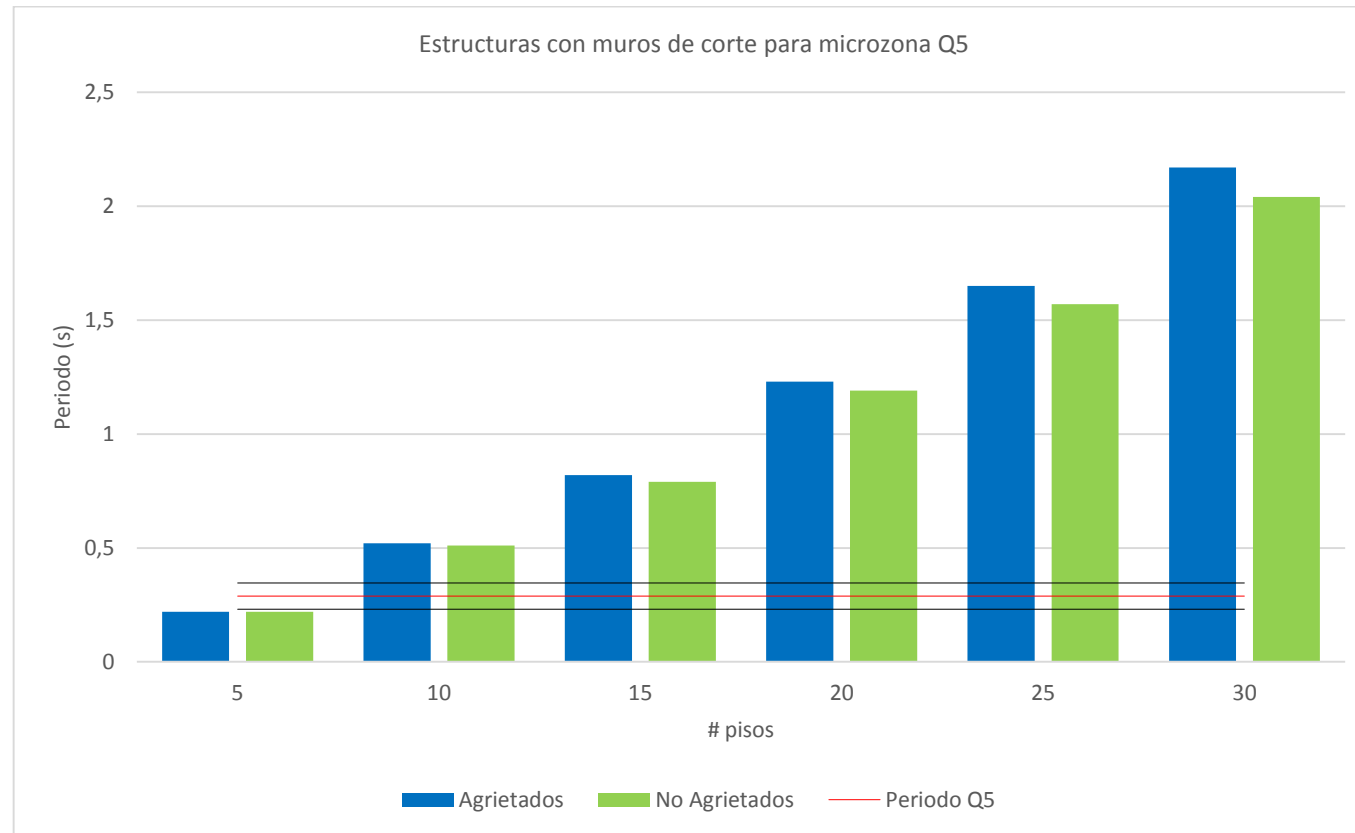
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre cuatro y seis pisos de altura en la microzona Q3. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los tres pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q4



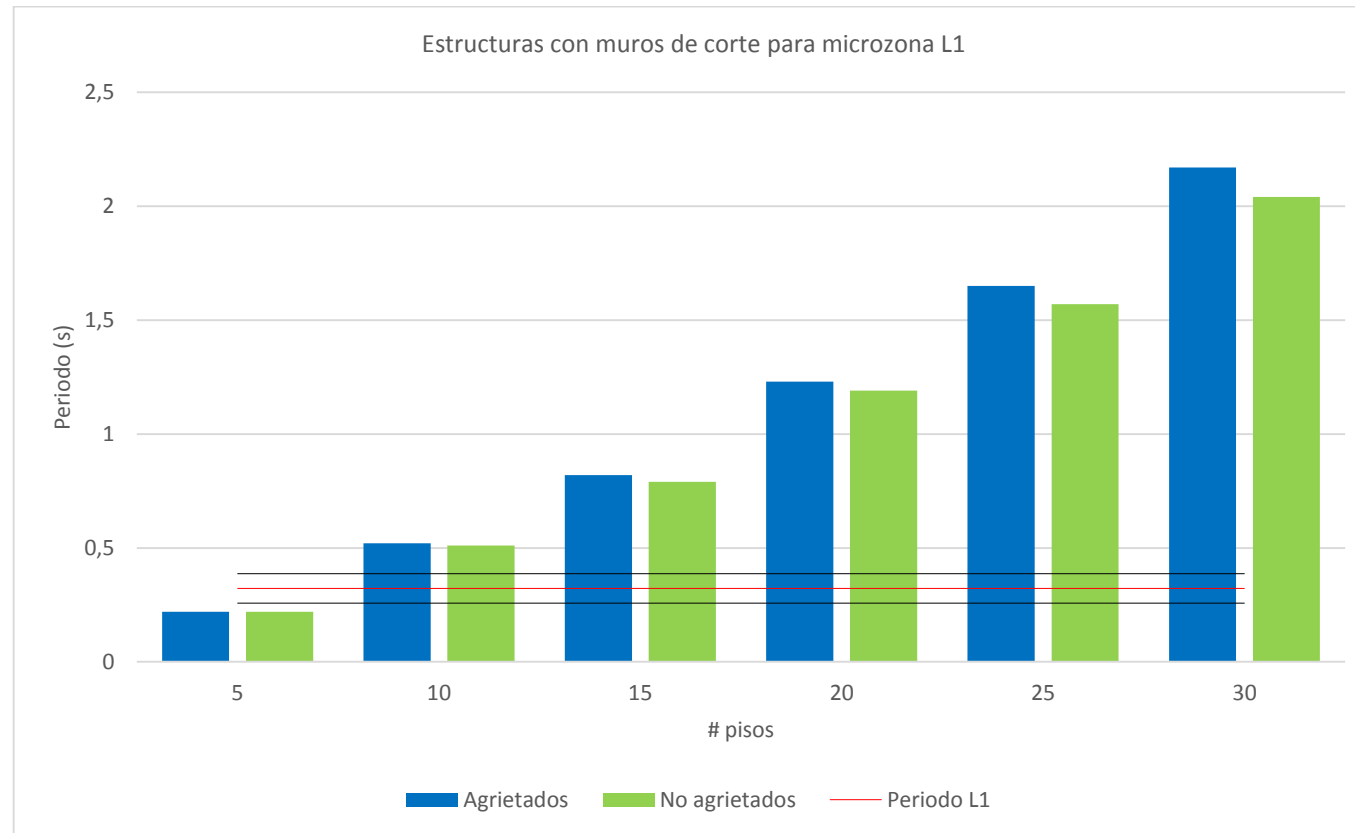
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre uno y dos pisos de altura en la microzona Q4. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona Q5



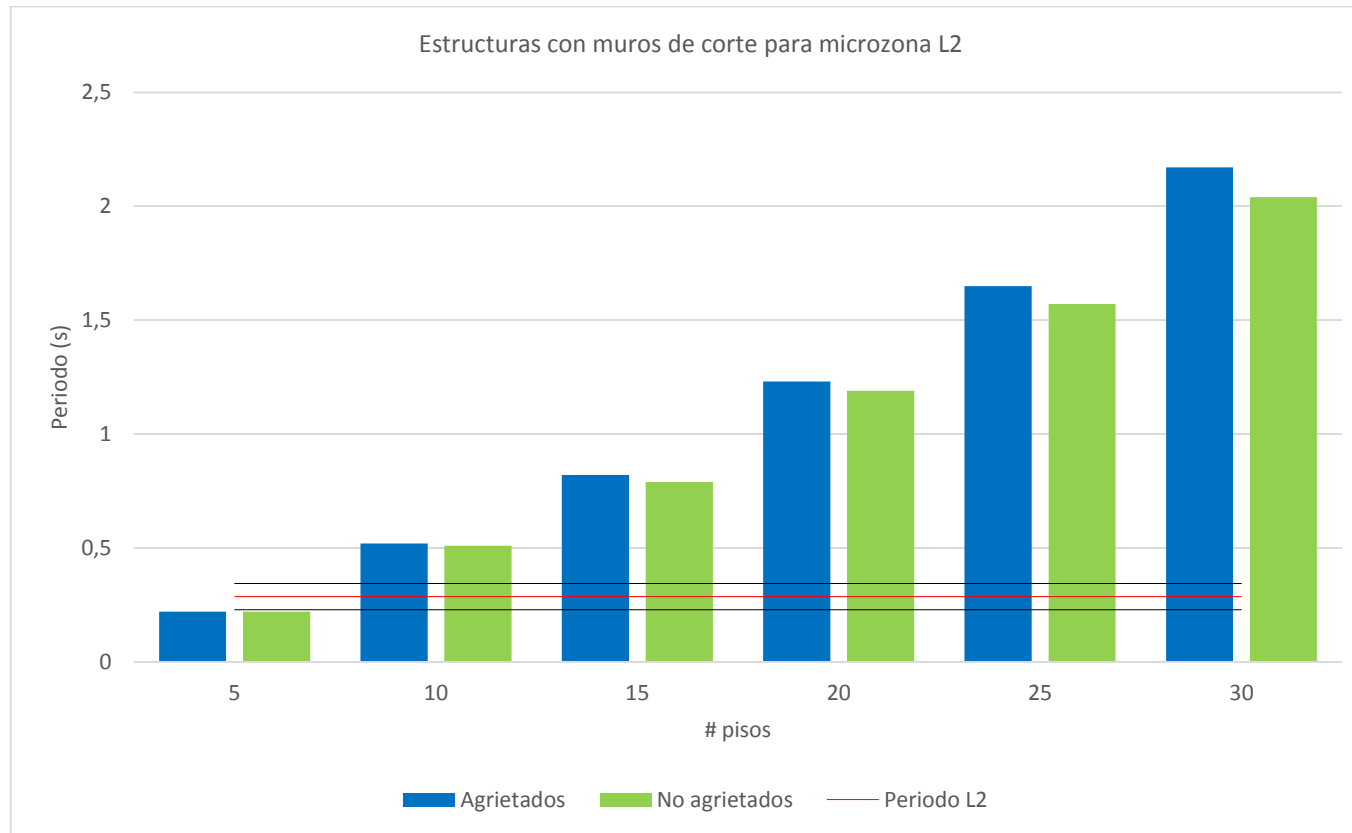
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre cinco y ocho pisos de altura en la microzona Q5. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los cinco pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona L1



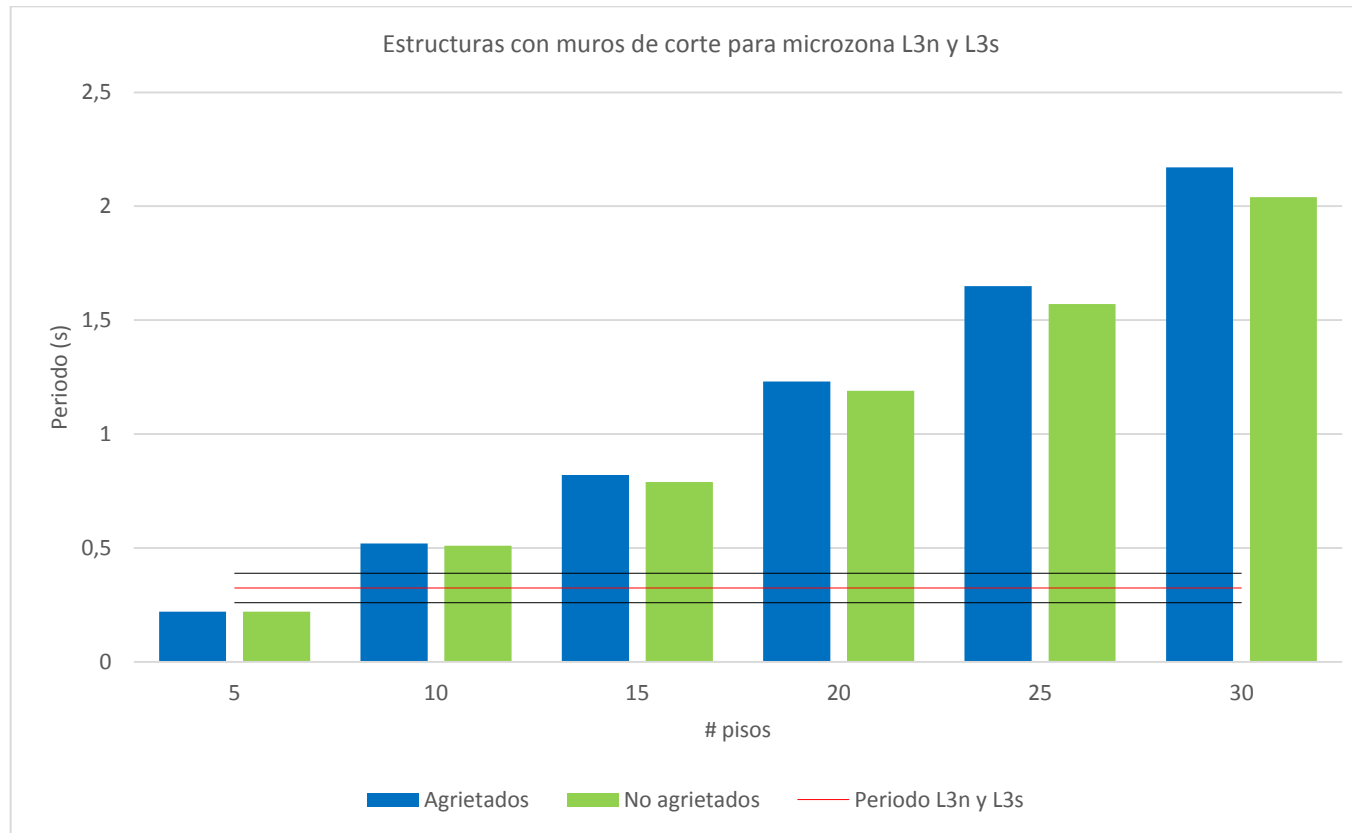
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre seis y ocho pisos de altura en la microzona L1. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los cinco pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona L2



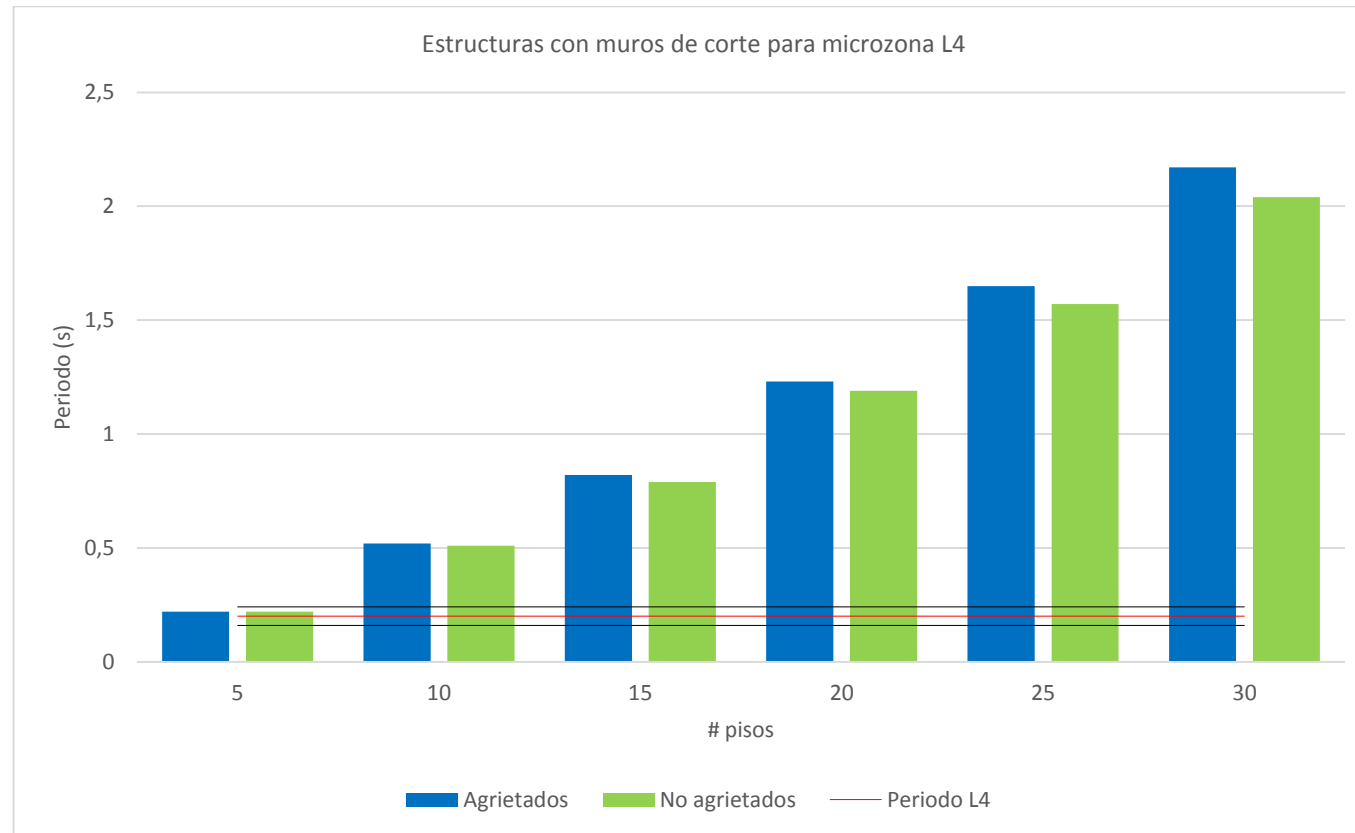
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre cinco y ocho pisos de altura en la microzona L2. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los cinco pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzonas L3n y L3s



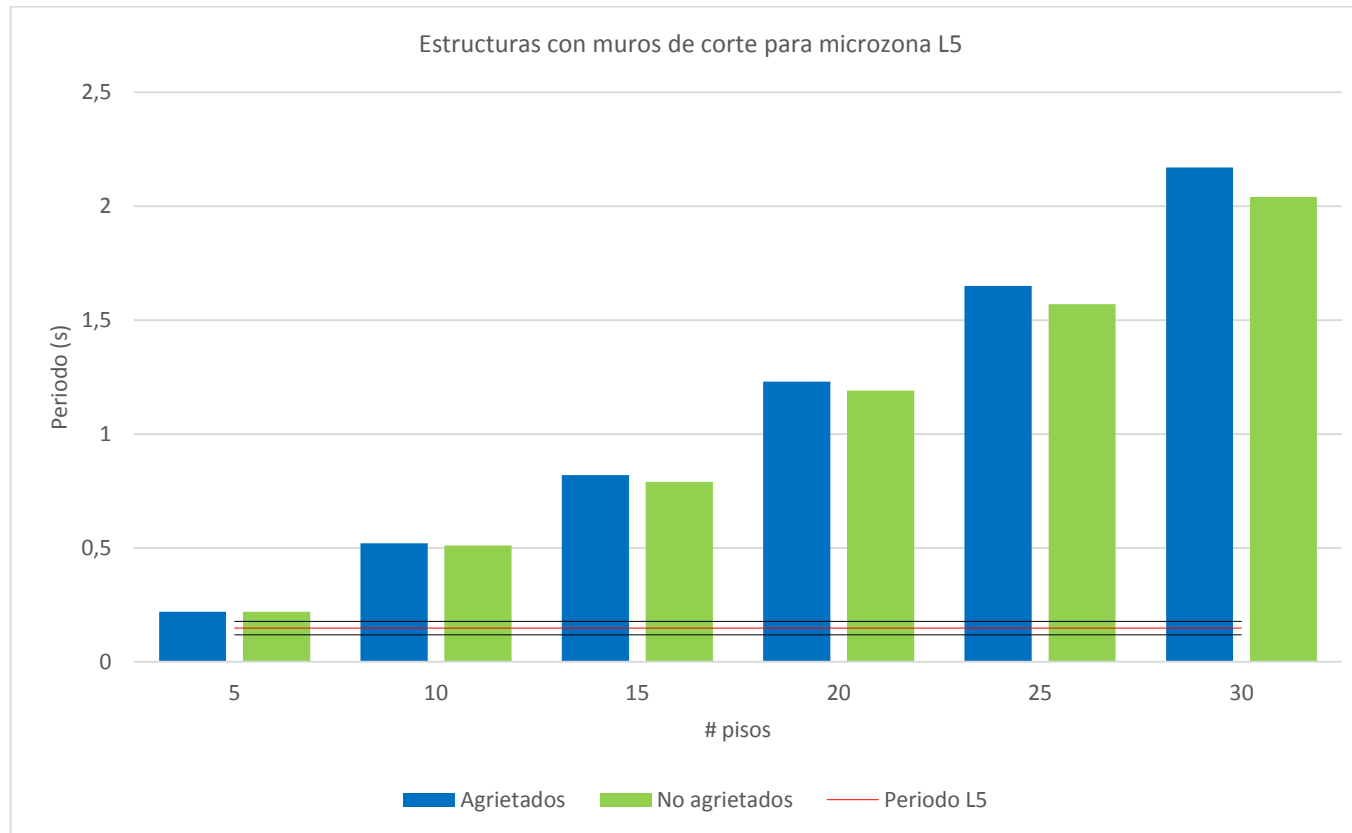
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre seis y ocho pisos de altura en las microzonas L3n y L3s . Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los cinco pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona L4



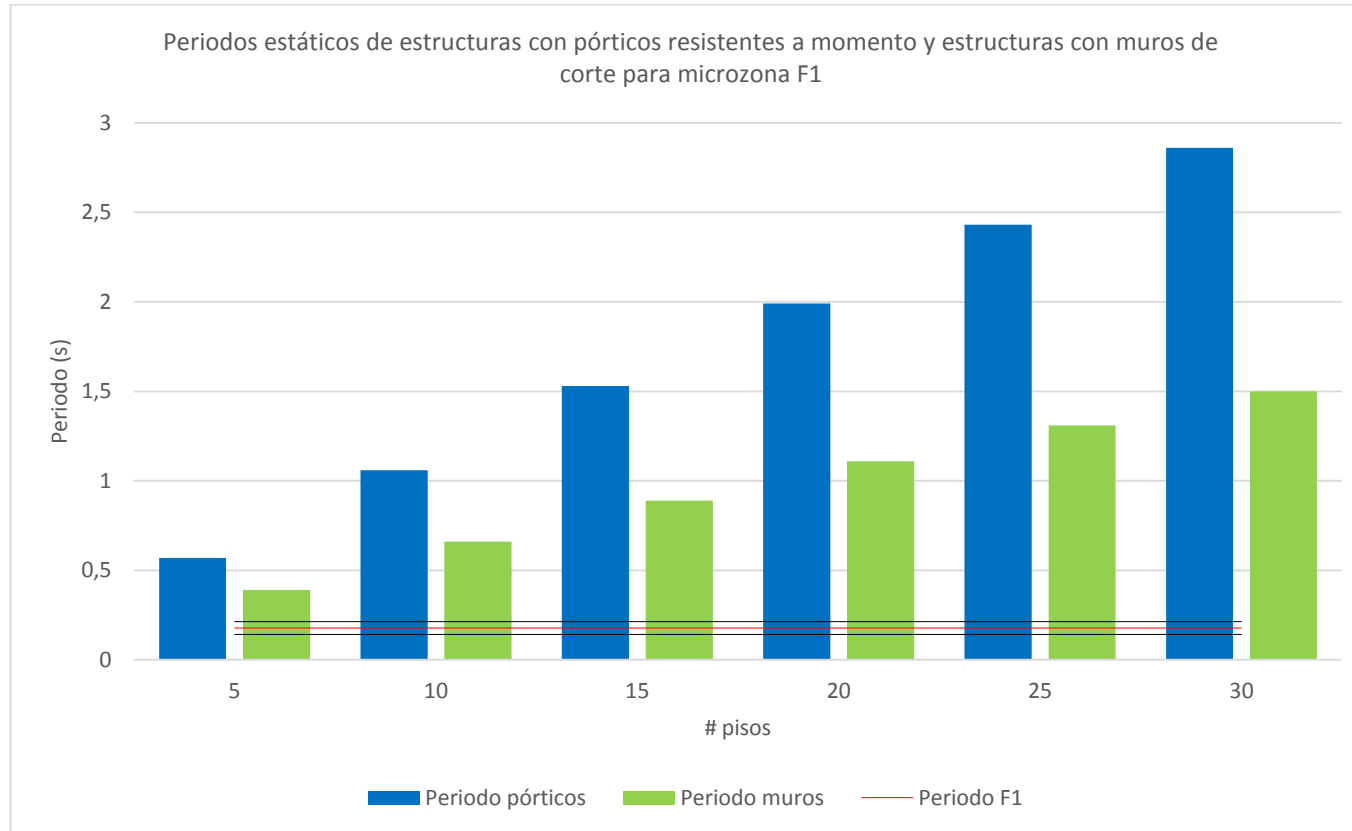
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre cuatro y seis pisos de altura en la microzona L4. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los tres pisos.

Gráfico. Estructuras con muros de corte para microzona L5



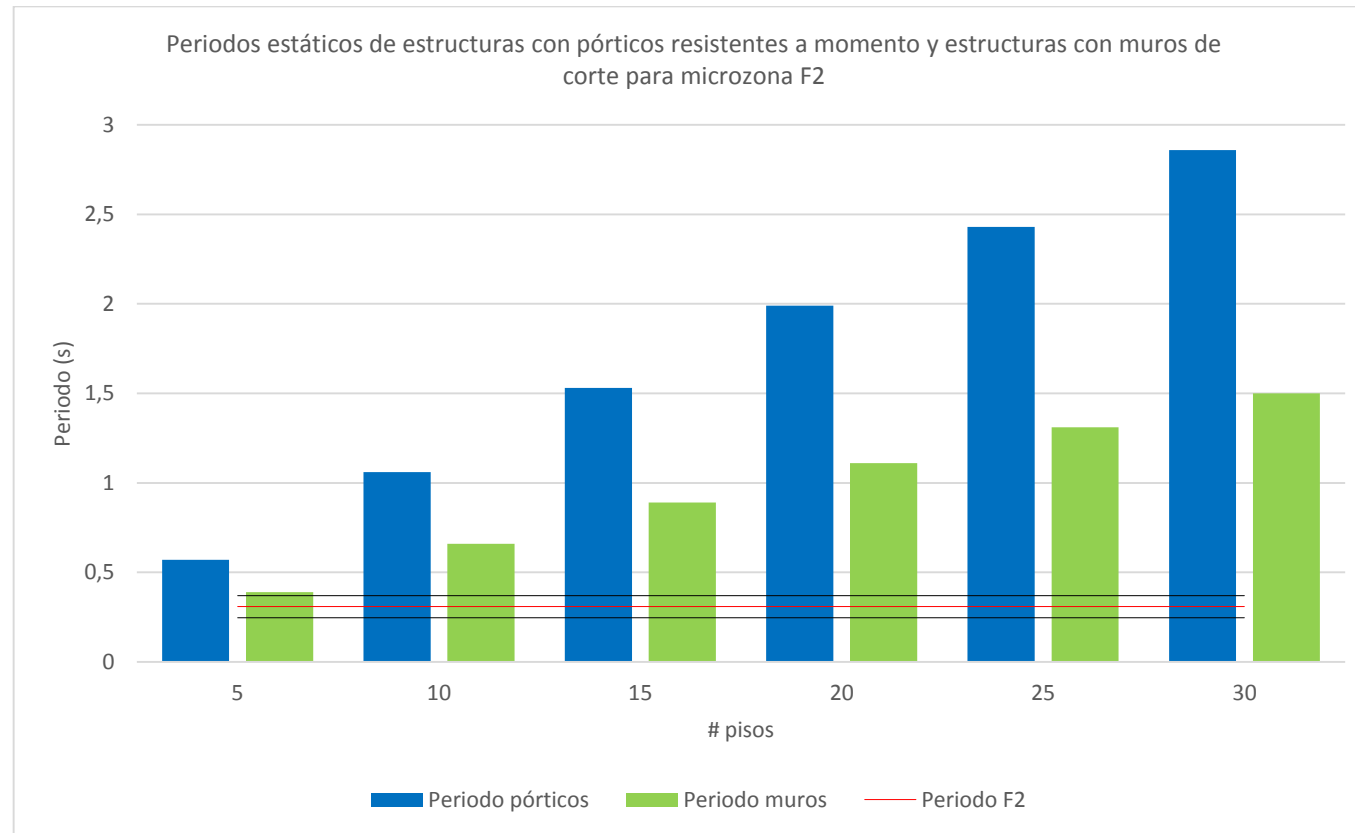
Existe peligro de resonancia en las estructuras con muros de corte de entre tres y cuatro pisos de altura en la microzona L5. Las estructuras con alturas mayores no son susceptibles a resonancia así como también aquellas que no sobrepasen los dos pisos.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F1



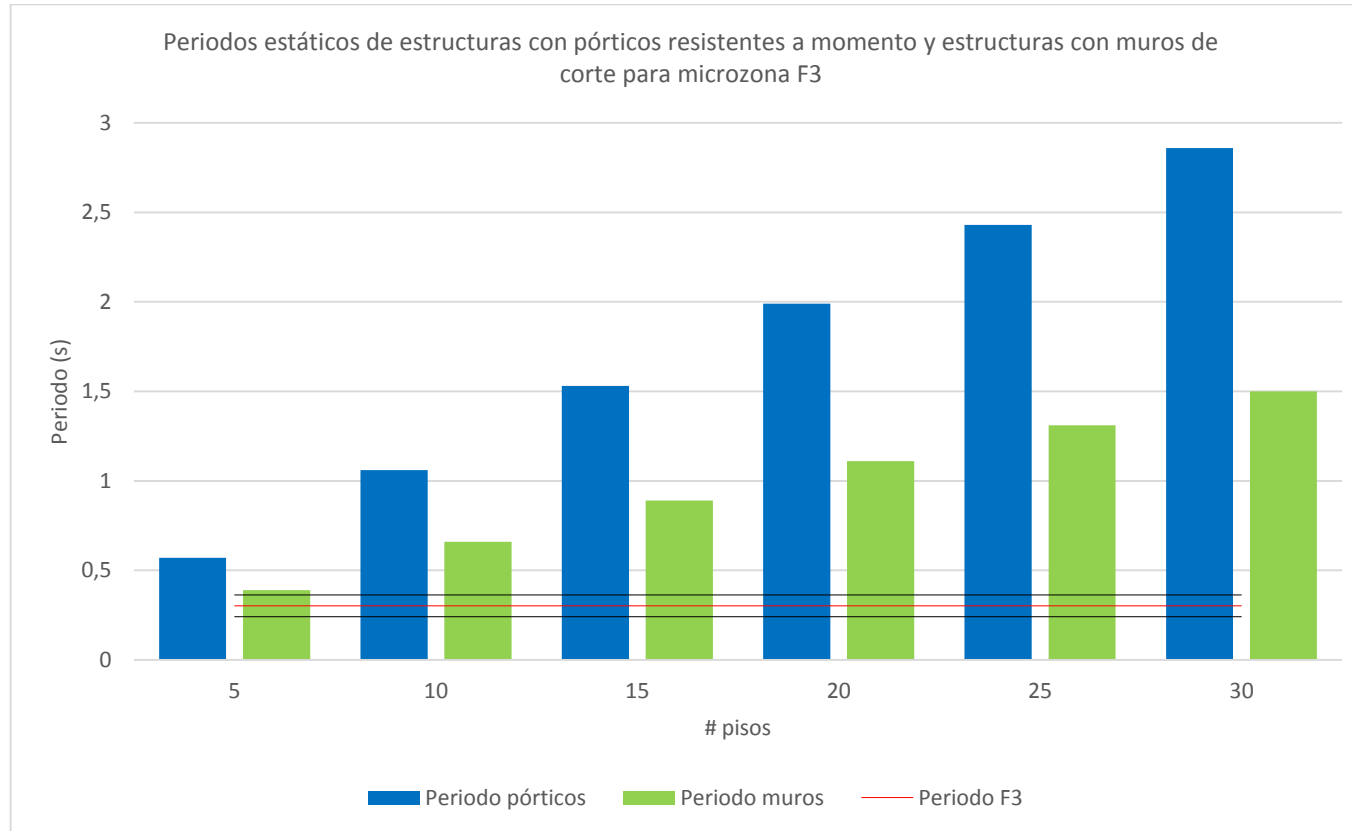
Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona F1.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F2



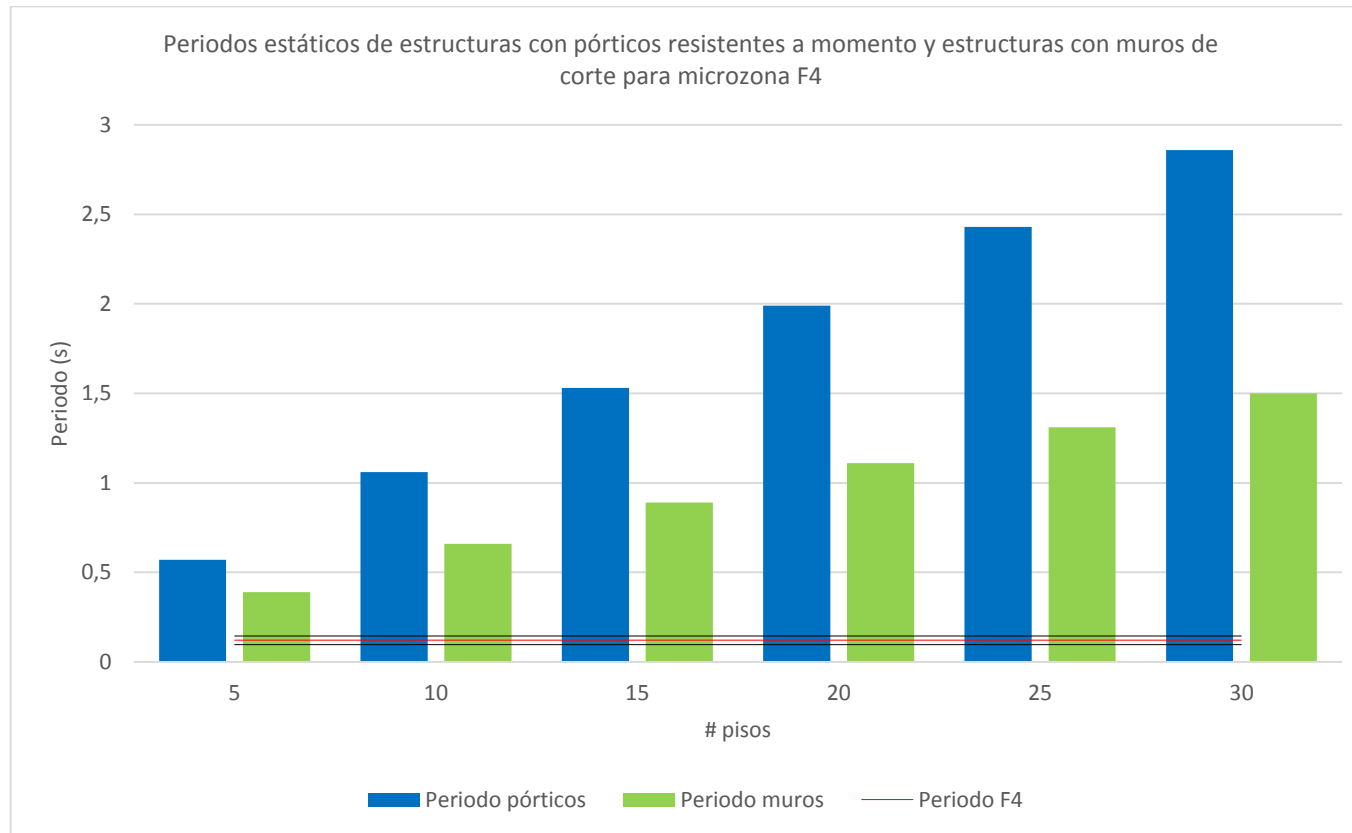
Existe peligro de resonancia para las estructuras con muros de corte para alturas de entre 3 y 5 pisos y para las estructuras con pórticos resistentes a momento de entre 3 y 4 pisos en la microzona F2. Las estructuras más altas no son susceptibles a la resonancia.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F3



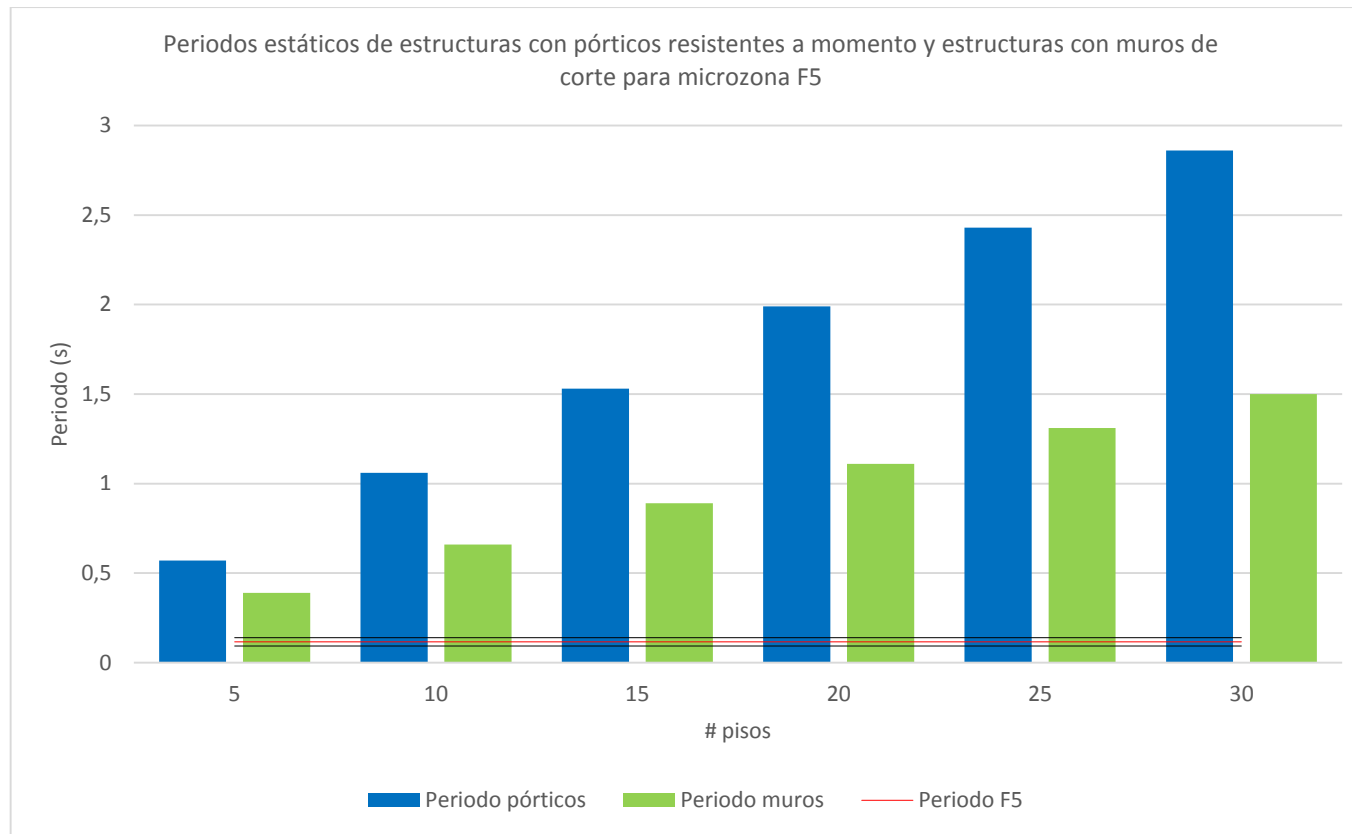
Existe peligro de resonancia para las estructuras con muros de corte para alturas de entre 3 y 5 pisos y para las estructuras con pórticos resistentes a momento de entre 3 y 4 pisos en la microzona F3. Las estructuras más altas no son susceptibles a la resonancia.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F4



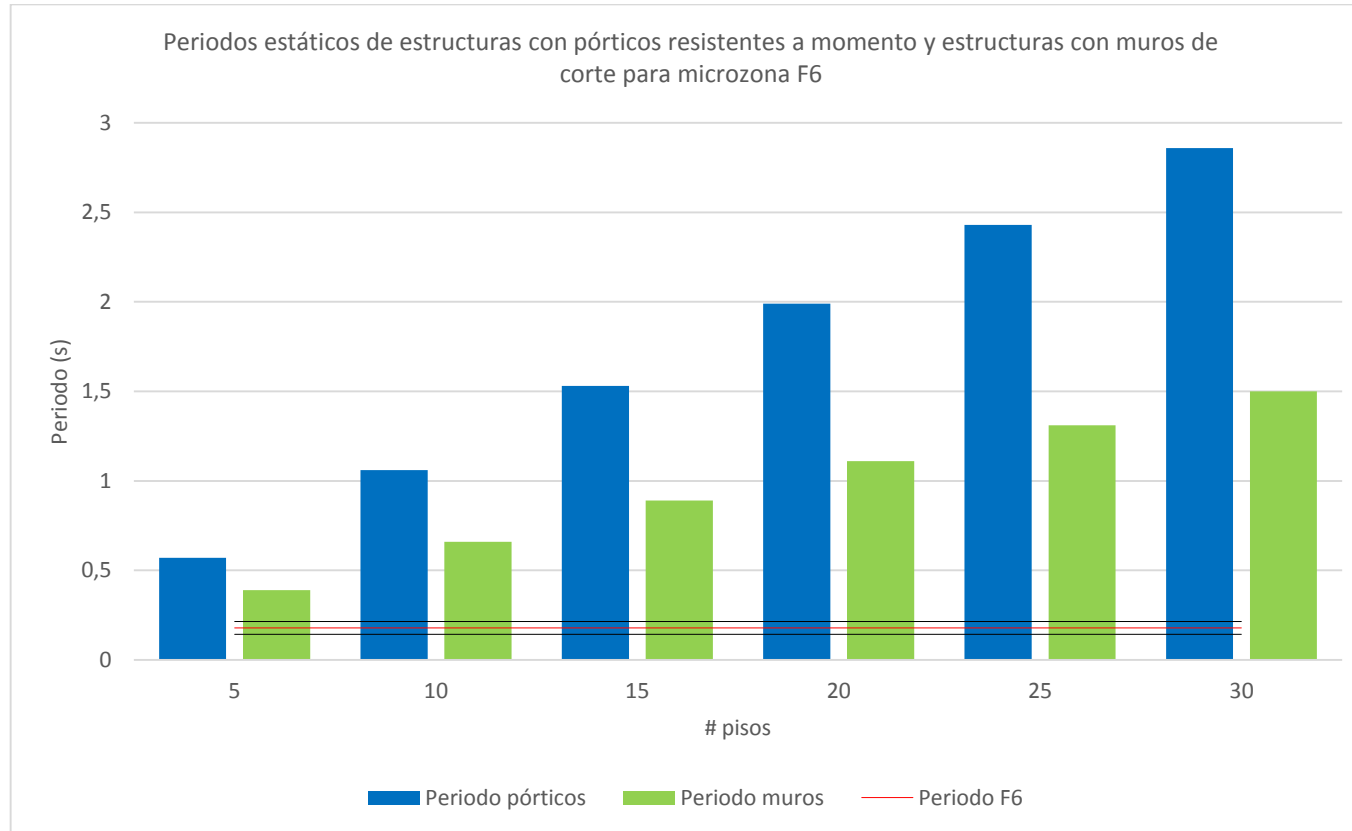
Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona F4.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F5



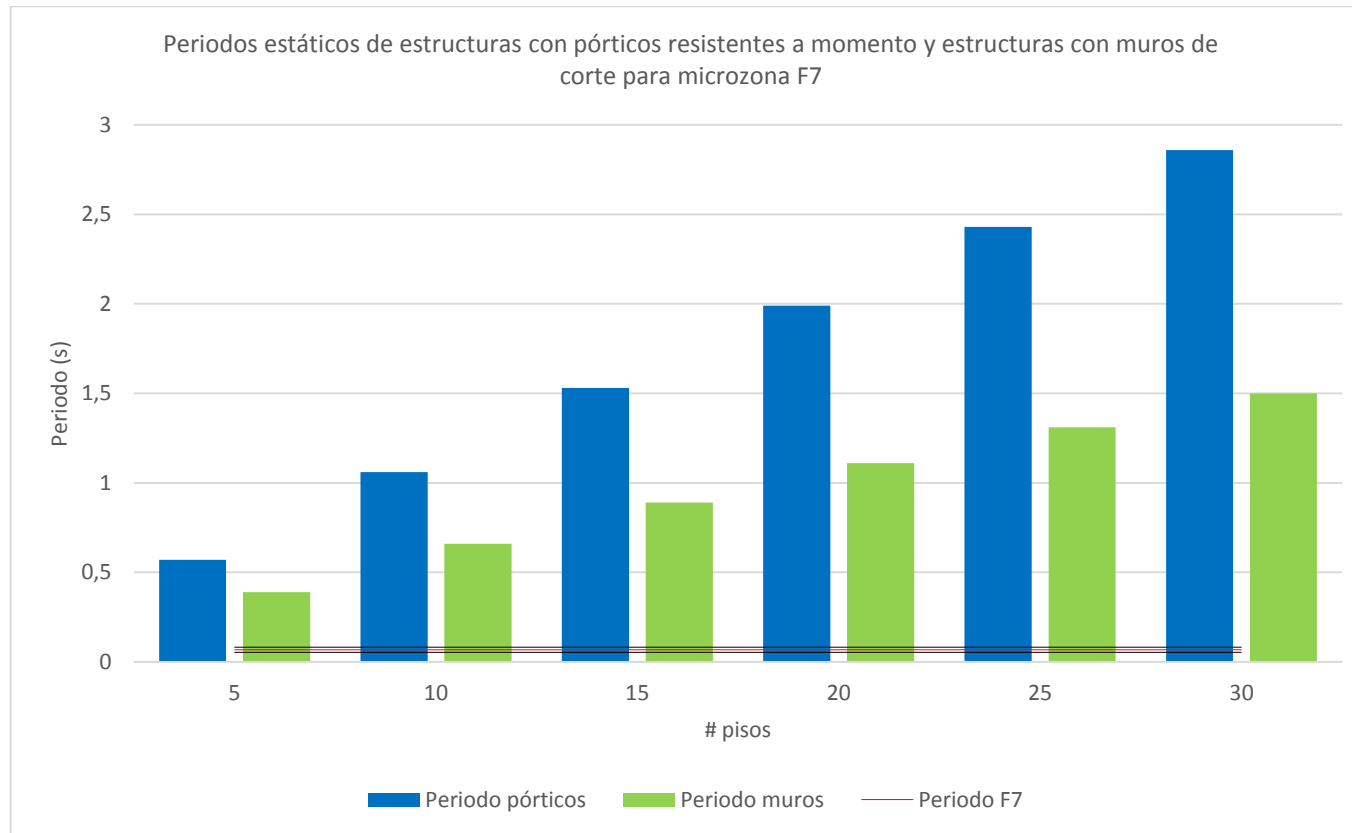
Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona F5.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F6



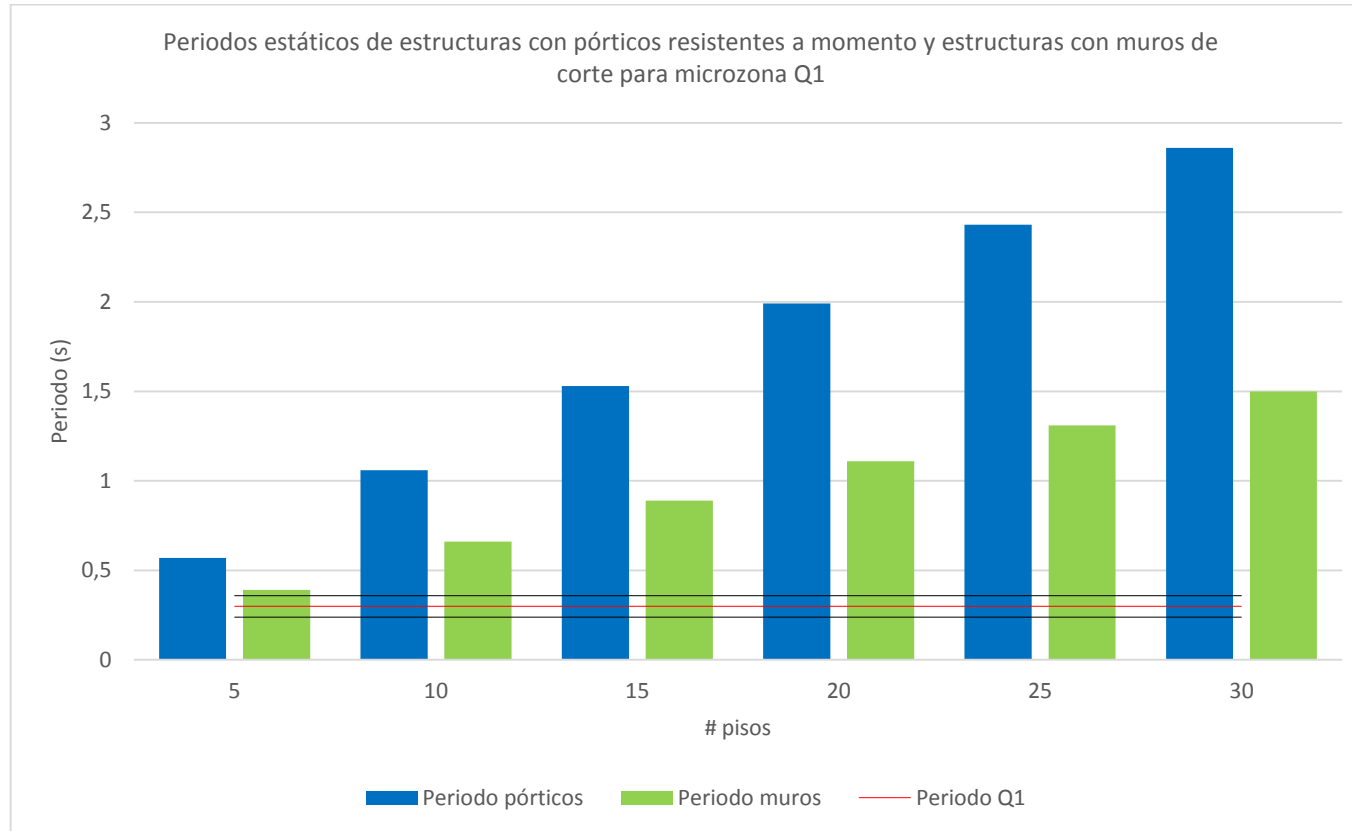
Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona F6.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona F7



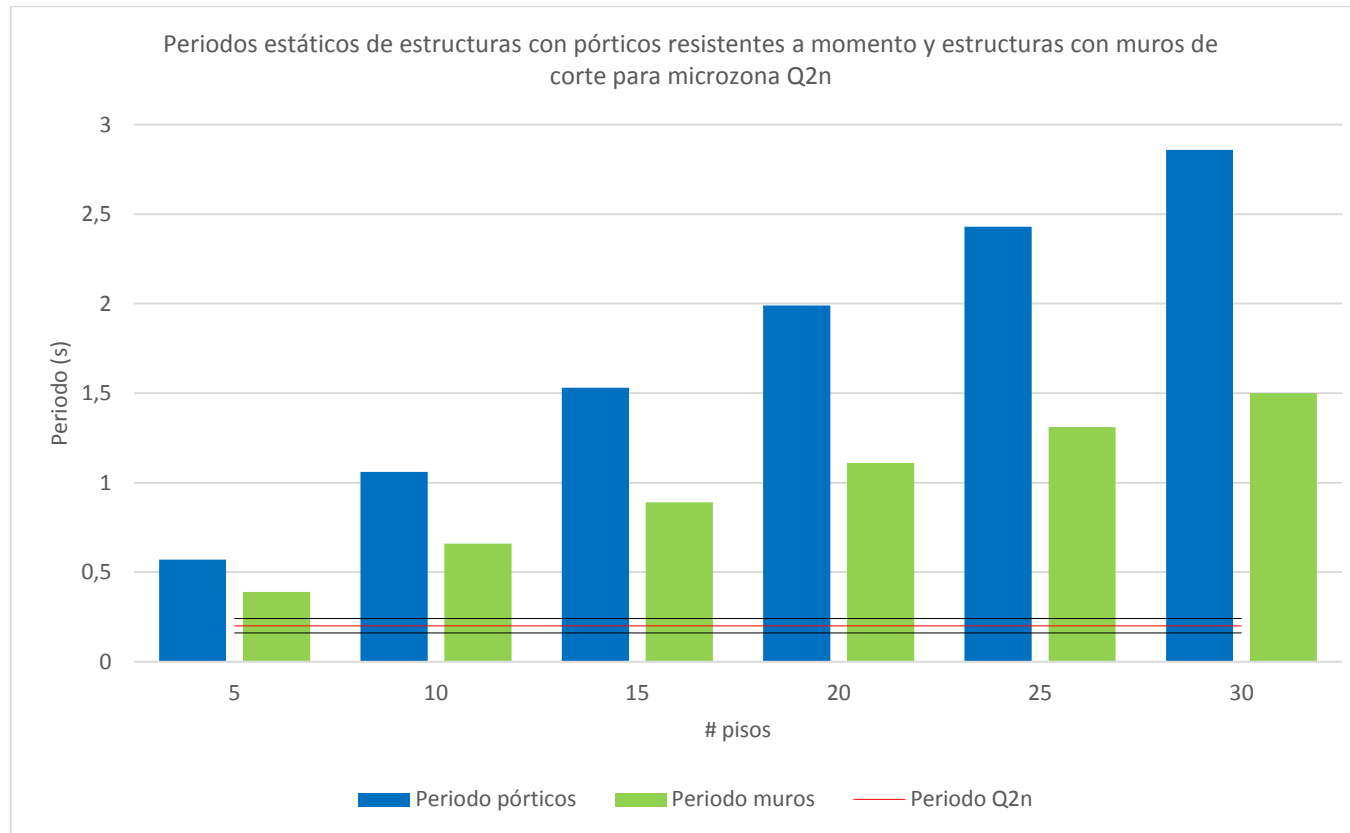
Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona F7.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q1



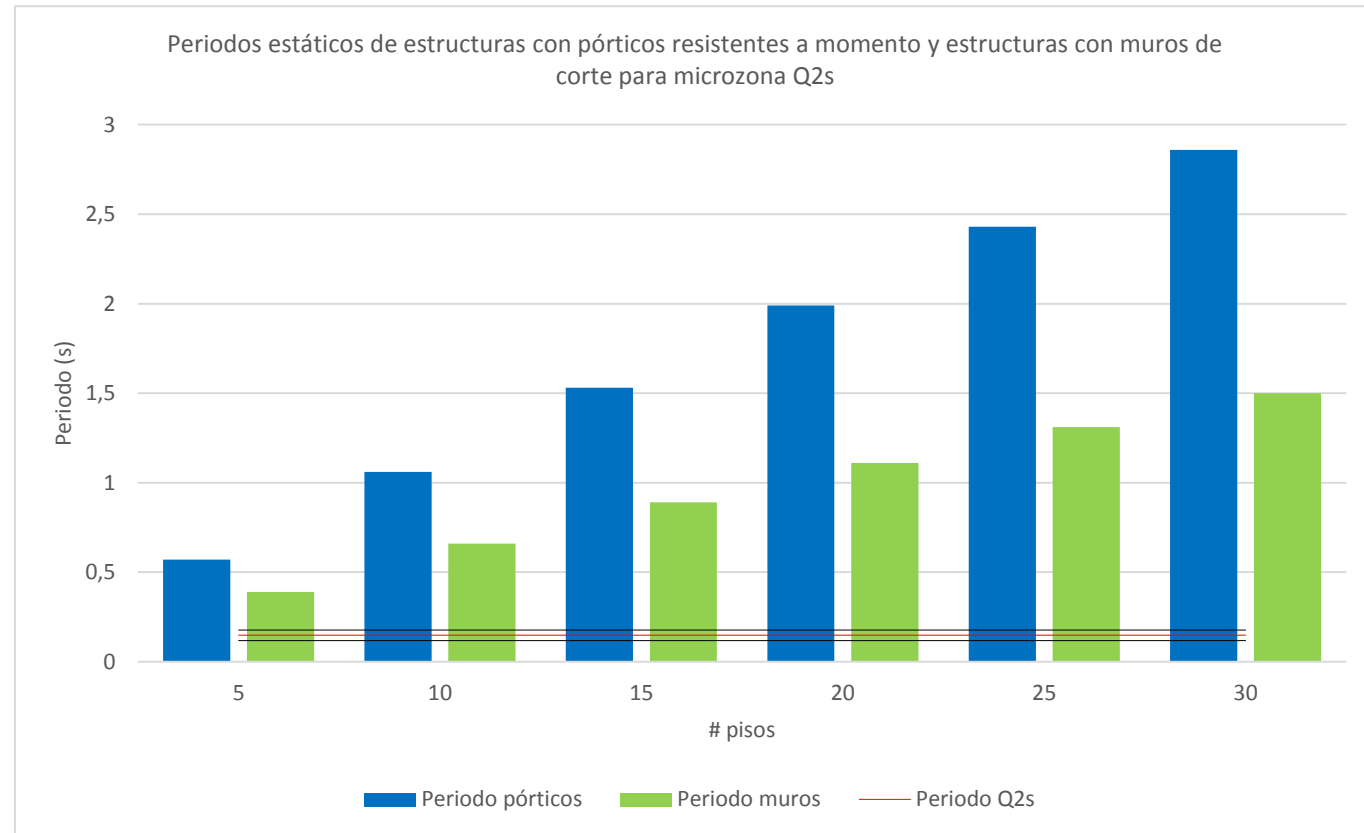
Existe peligro de resonancia para las estructuras con muros de corte para alturas de entre 3 y 5 pisos y para las estructuras con pórticos resistentes a momento de entre 3 y 4 pisos en la microzona Q1. Las estructuras más altas no son susceptibles a la resonancia.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q2n



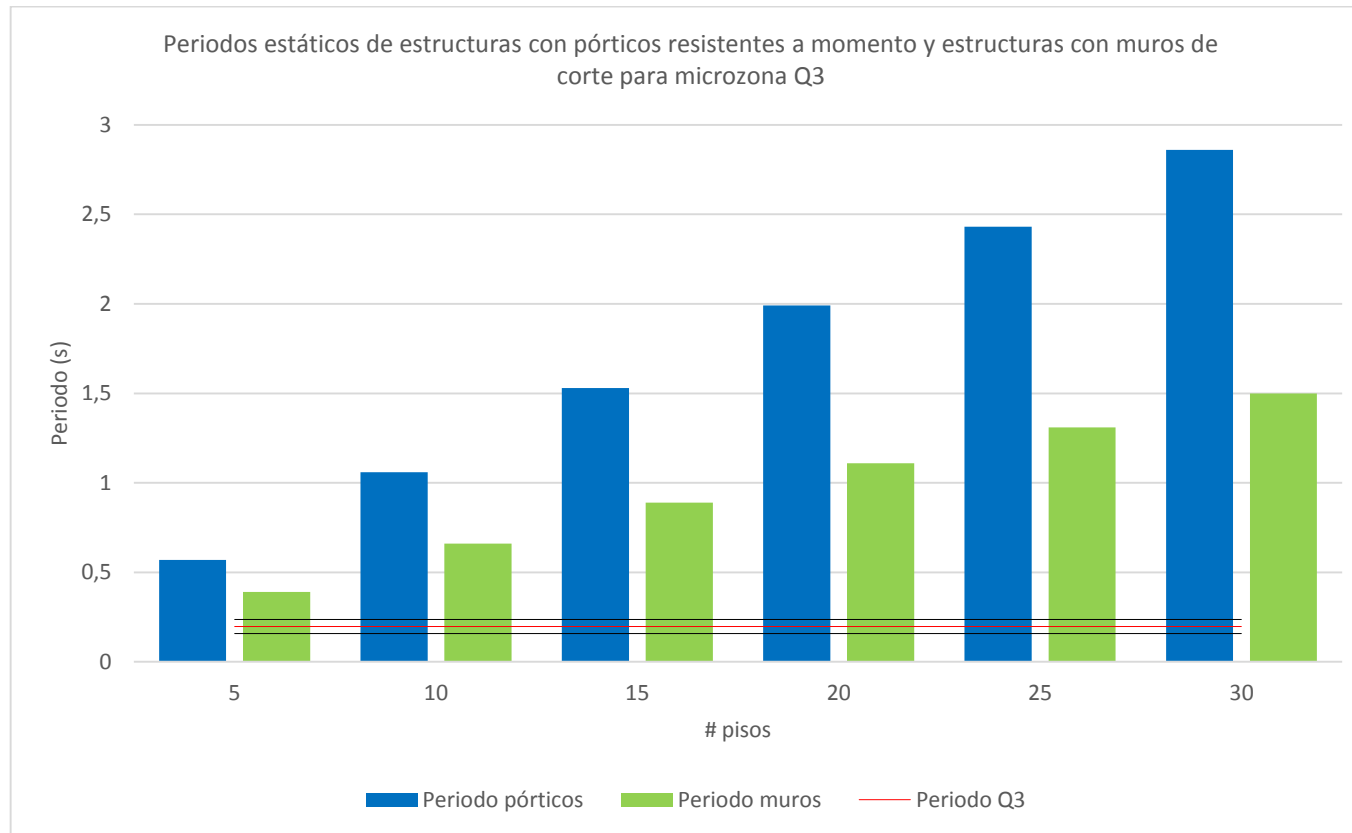
Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona Q2n.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q2s



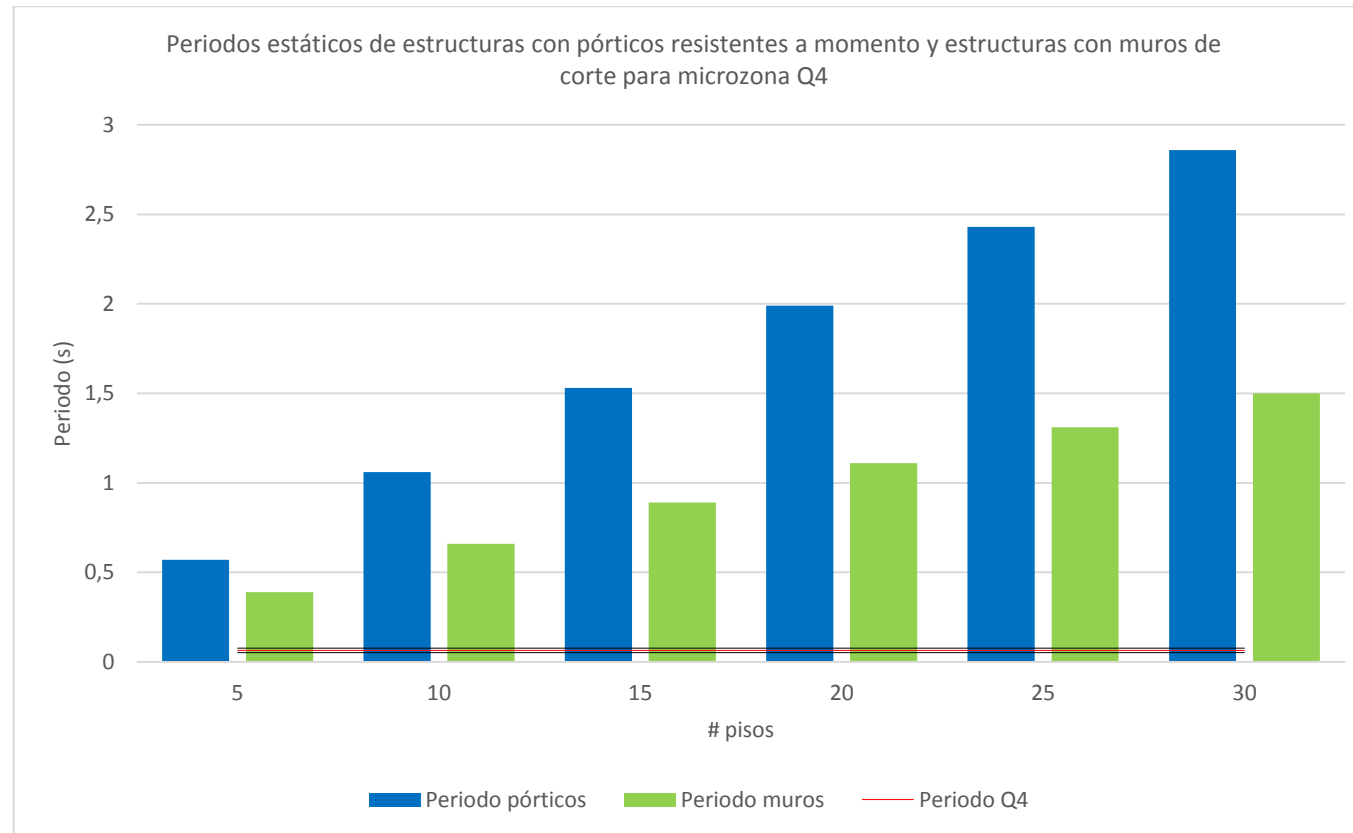
Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona Q2s.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q3



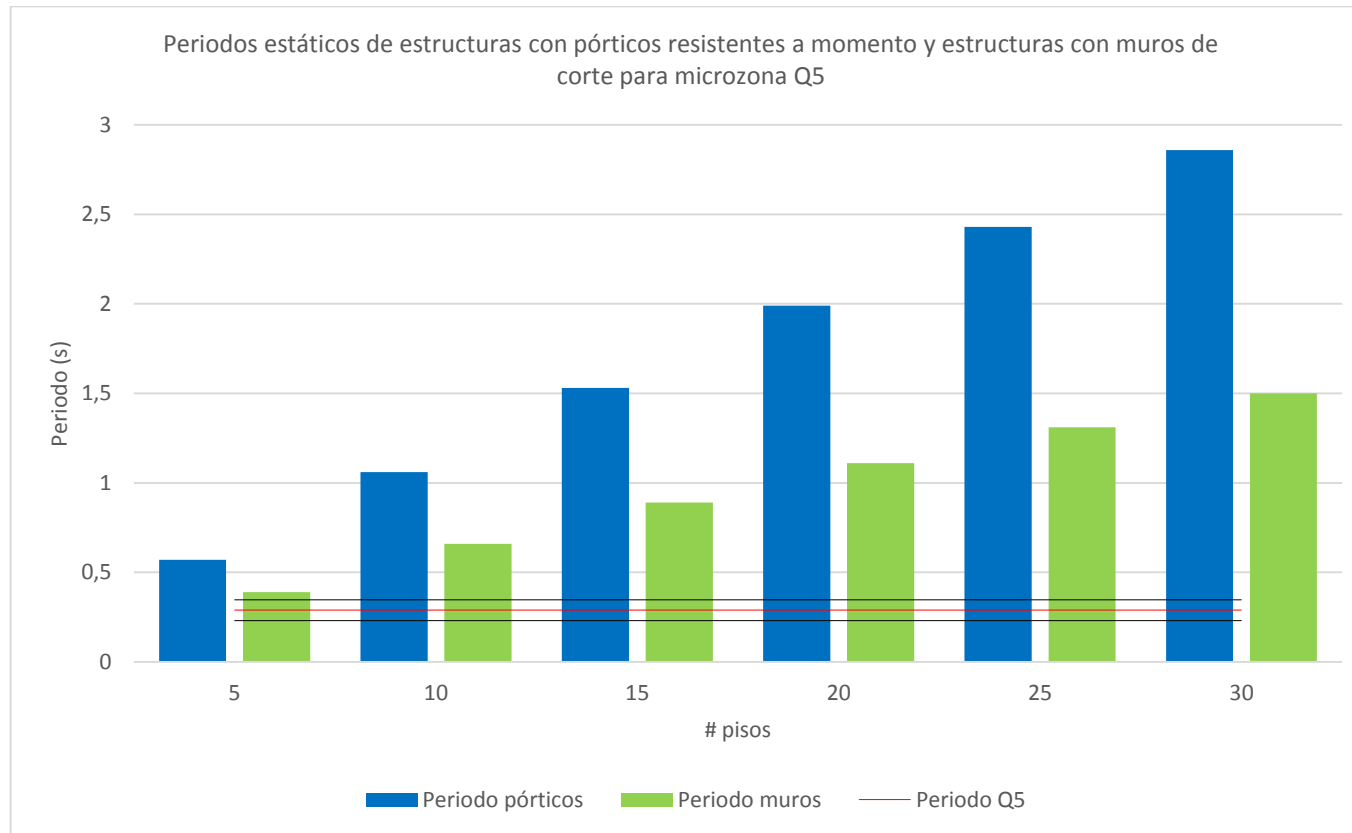
Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona Q3.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q4



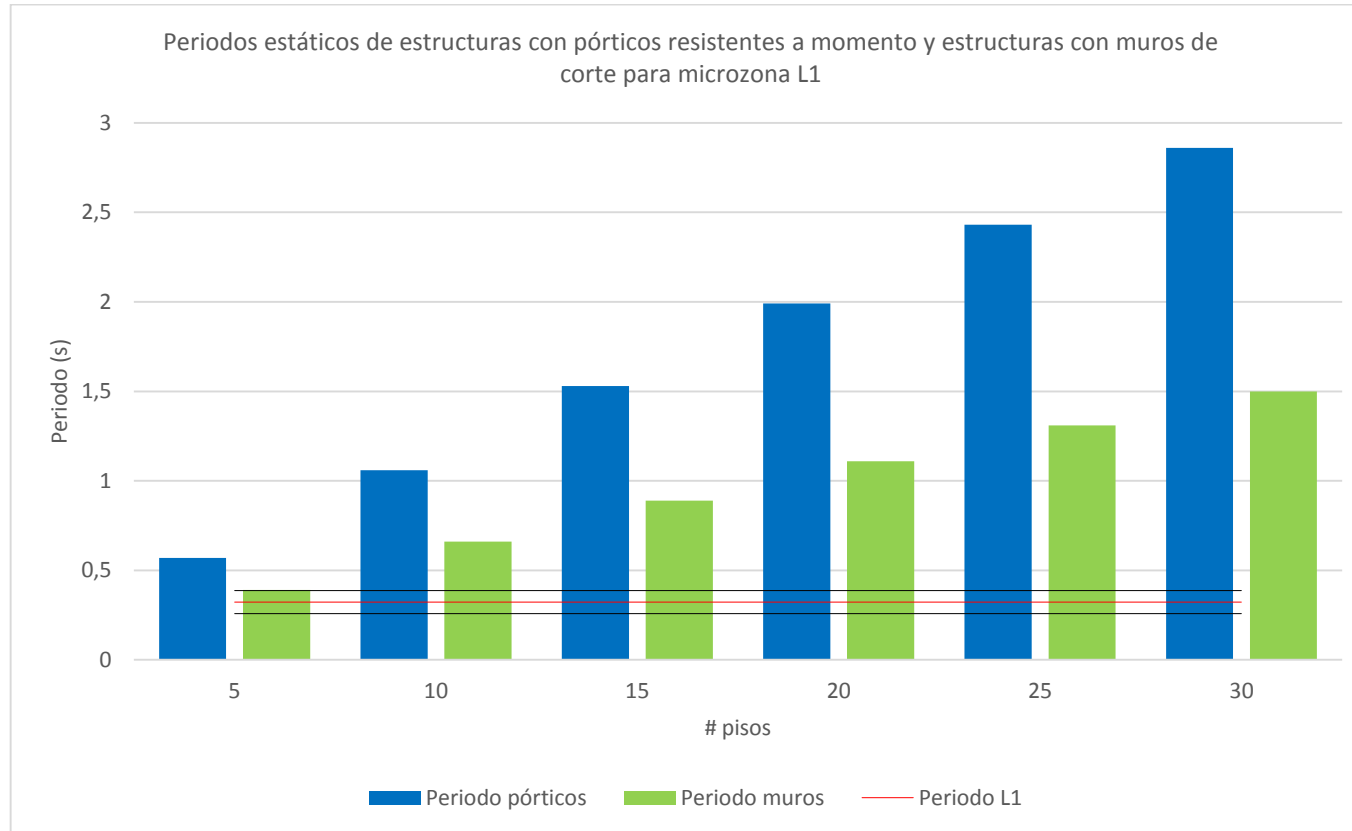
Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona Q4.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona Q5



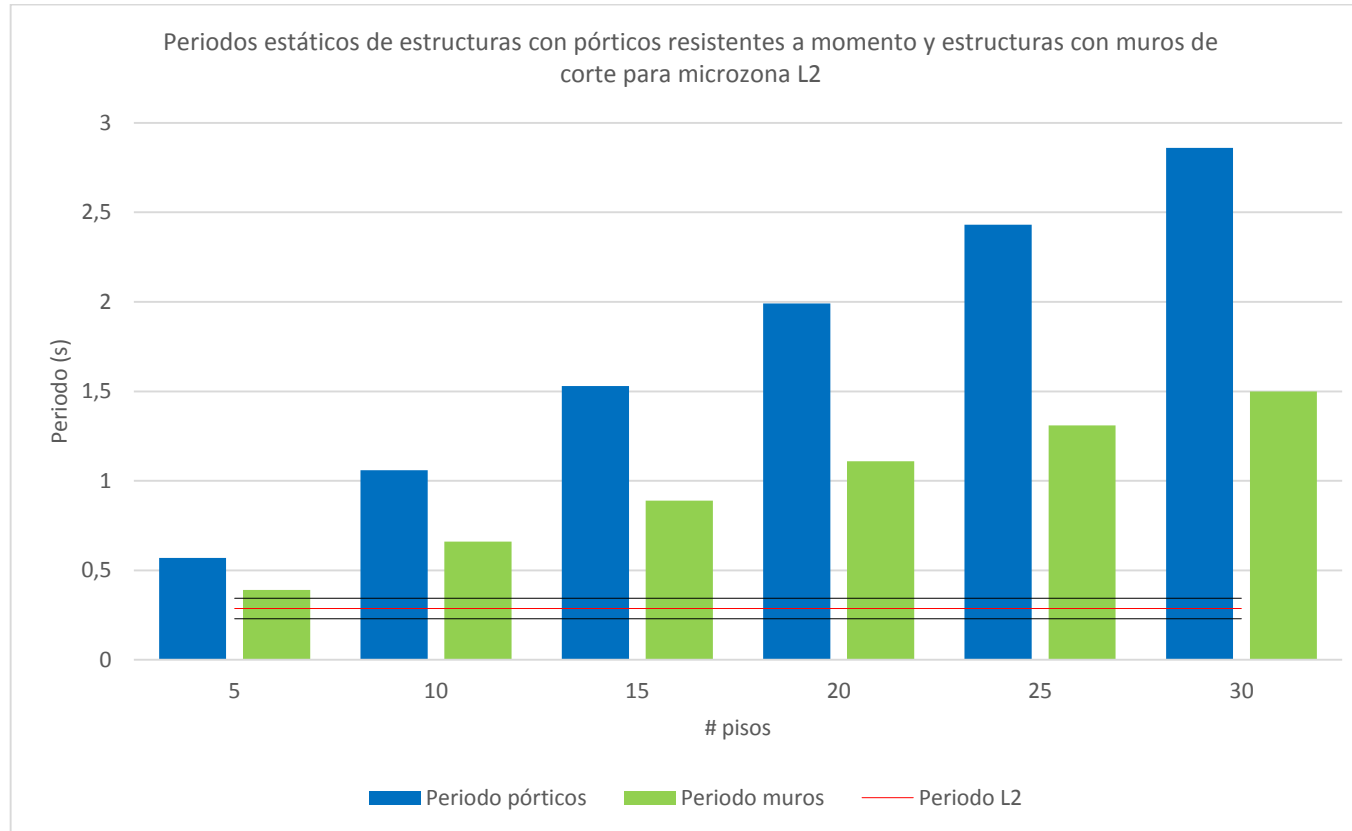
Existe peligro de resonancia para las estructuras con muros de corte para alturas de entre 3 y 5 pisos y para las estructuras con pórticos resistentes a momento de entre 3 y 4 pisos en la microzona Q5. Las estructuras más altas no son susceptibles a la resonancia.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona L1



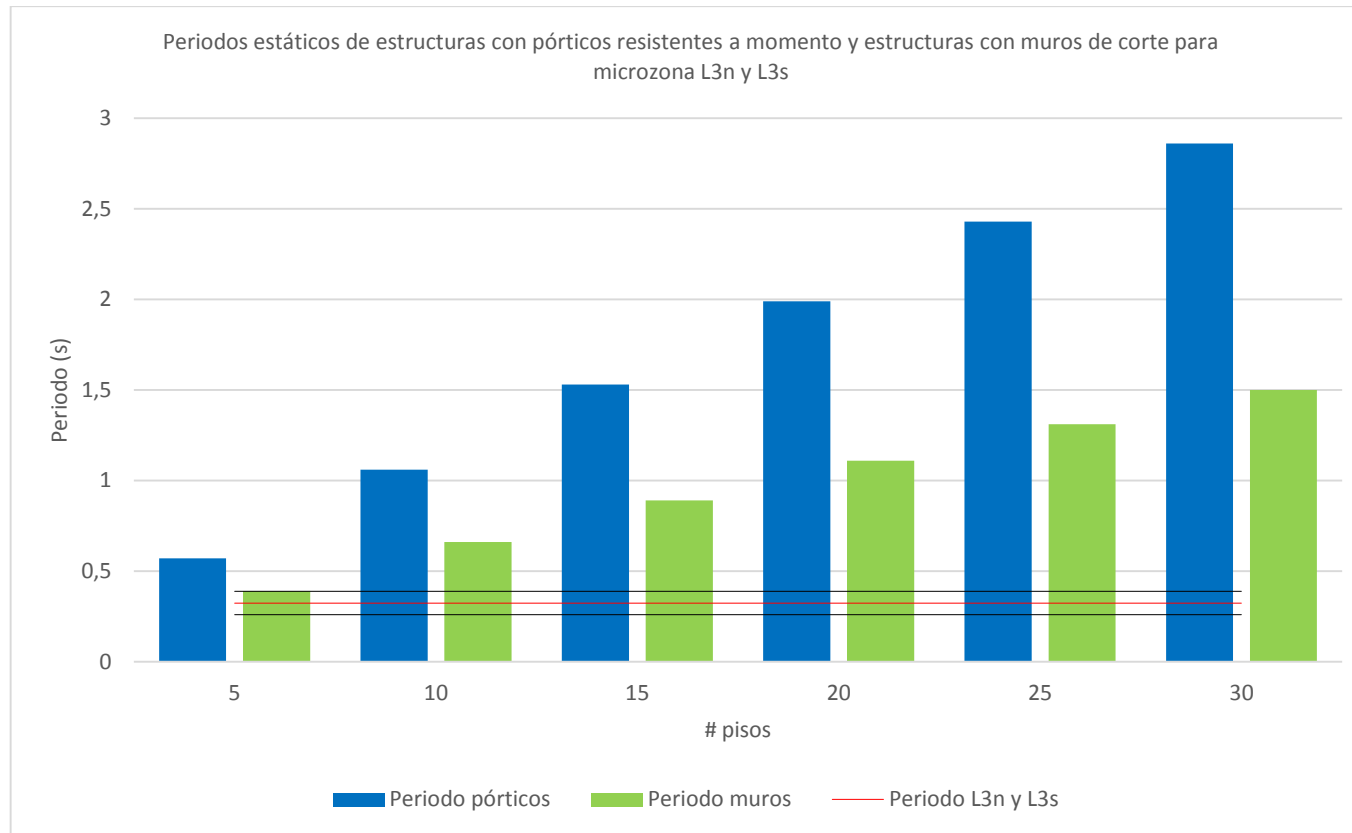
Existe peligro de resonancia para las estructuras con muros de corte para alturas de entre 3 y 5 pisos y para las estructuras con pórticos resistentes a momento de entre 3 y 4 pisos en la microzona L1. Las estructuras más altas no son susceptibles a la resonancia.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona L2



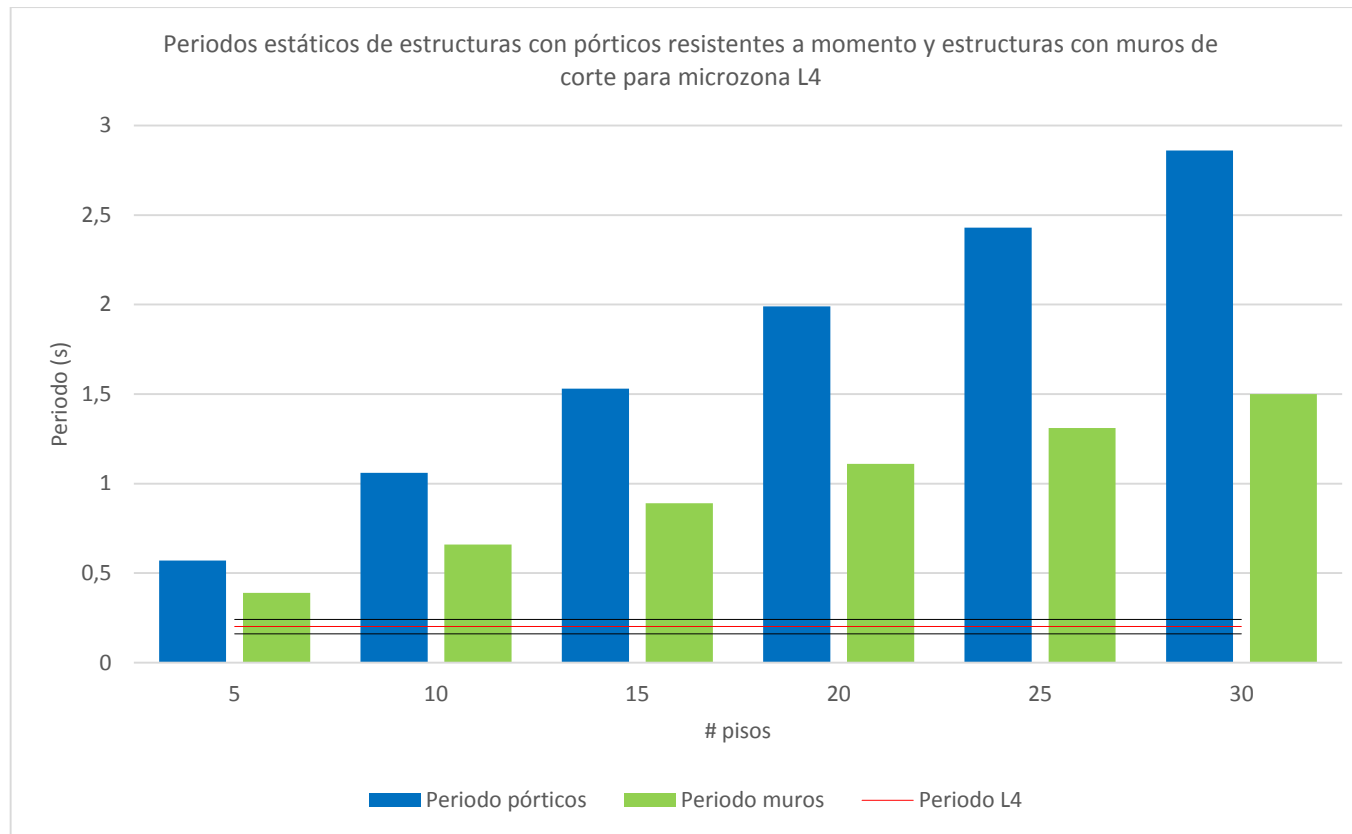
Existe peligro de resonancia para las estructuras con muros de corte para alturas de entre 3 y 5 pisos y para las estructuras con pórticos resistentes a momento de entre 3 y 4 pisos en la microzona L2. Las estructuras más altas no son susceptibles a la resonancia.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzonas L3n y L3s



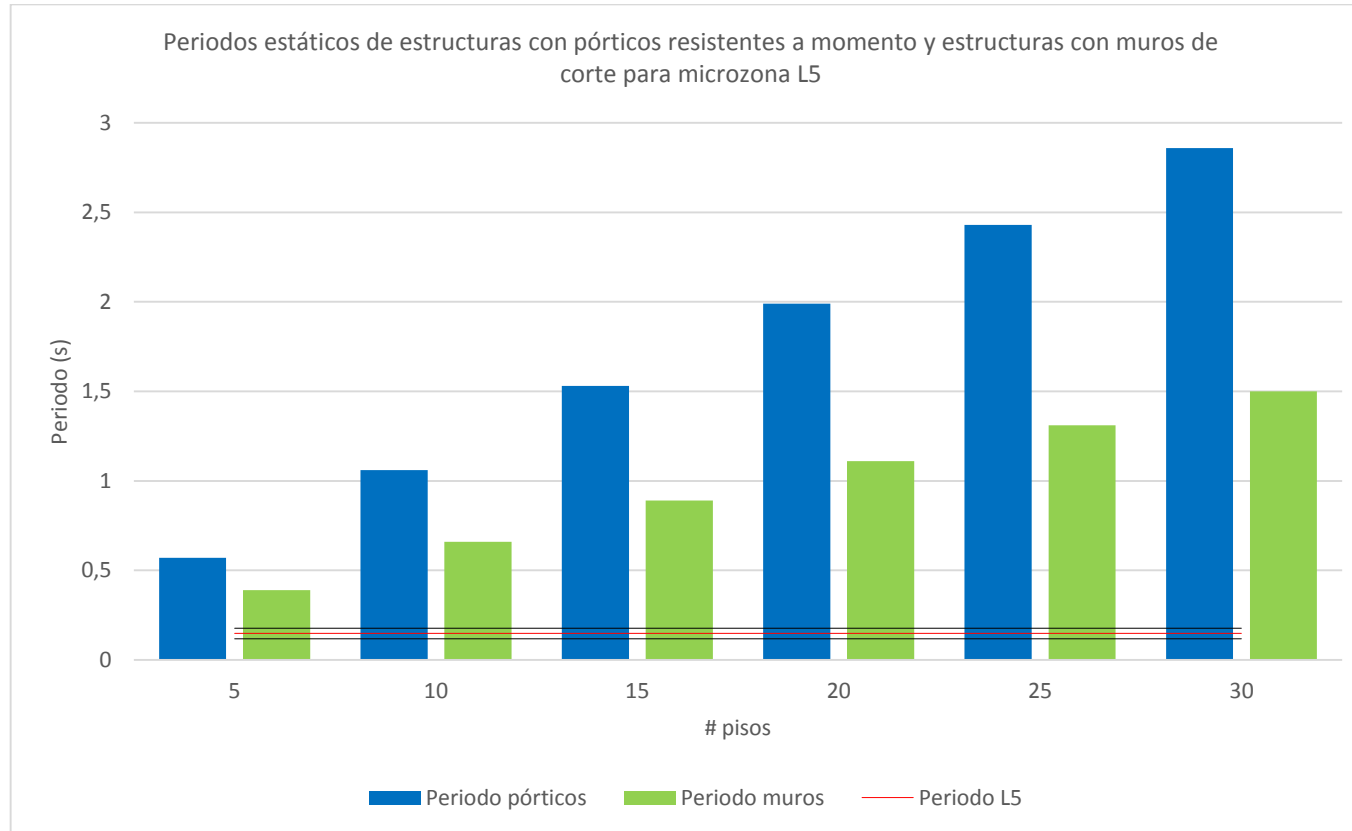
Existe peligro de resonancia para las estructuras con muros de corte para alturas de entre 3 y 5 pisos y para las estructuras con pórticos resistentes a momento de entre 3 y 4 pisos en las microzonas L3n y L3s. Las estructuras más altas no son susceptibles a la resonancia.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona L4



Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona L4.

Gráfico. Periodos estáticos de estructuras con pórticos resistentes a momento y estructuras con muros de corte para microzona L5



Tanto las estructuras con pórticos resistentes a momento como las estructuras con muros de corte no presentan susceptibilidad a la resonancia en alturas mayores a los cinco pisos en la microzona L5.

Finalmente se presentarán tres cuadros resumen que marcan con un X a las estructuras que poseen riesgo de resonancia en cada microzona, los cuadros están en función del tipo de estructuración, la altura y la ubicación de la estructura.

Tabla. Resultados del comportamiento de las estructuras en el suelo tipo F.

Peligro de resonancia para suelos F según tipo de estructuración y altura																																	
Estructuras con pórticos resistentes a momento																																	
	# pisos																																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30			
F1	X																																
F2	X	X																															
F3	X	X																															
F4	X																																
F5	X																																
F6	X																																
F7																																	
Estructuras con muros de corte																																	
	# pisos																																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30			
F1			X	X	X																												
F2					X	X	X	X																									
F3					X	X	X	X																									
F4			X	X																													
F5			X	X																													
F6			X	X	X																												
F7	X	X																															

Tabla. Resultados del comportamiento de las estructuras en el suelo tipo Q.

Peligro de resonancia para suelos Q según tipo de estructuración y altura																																
Estructuras con pórticos resistentes a momento																																
	# pisos																															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
Q1	X	X																														
Q2n	X																															
Q2s	X																															
Q3	X																															
Q4																																
Q5	X	X																														
Estructuras con muros de corte																																
	# pisos																															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
Q1					X	X	X	X																								
Q2n				X	X	X																										
Q2s			X	X																												
Q3				X	X	X																										
Q4	X	X																														
Q5					X	X	X	X																								

Tabla. Resultados del comportamiento de las estructuras en el suelo tipo L.

Peligro de resonancia para suelos L según tipo de estructuración y altura																															
Estructuras con pórticos resistentes a momento																															
	# pisos																														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
L1	X	X																													
L2	X	X																													
L3n	X	X																													
L3s	X	X																													
L4	X																														
L5	X																														
Estructuras con muros de corte																															
	# pisos																														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
L1						X	X	X																							
L2					X	X	X	X																							
L3n						X	X	X																							
L3s						X	X	X																							
L4				X	X	X																									
L5				X	X																										

CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- De los resultados obtenidos y expuestos en la presente disertación se puede concluir que el peligro de que una estructura entre en resonancia en la ciudad de Quito es real. Los periodos de vibración de las estructuras (que están en función del tipo de estructuración y de la altura) versus los periodos de vibración de cada microzona de suelo arrojaron los siguientes resultados:
 - Las estructuras con pórticos resistentes a momento presentan peligro de resonancia en alturas de uno y dos pisos (3,20 m a 6,40 m) en todas las microzonas exceptuando la F7 y Q4.
 - Las estructuras con muros de corte presentan peligro de resonancia en alturas de uno a ocho pisos (3,20 m a 25,60 m) en todas las microzonas sin excepción.
- Se comprobó que la mayor rigidez en las estructuras con muros de corte aumenta significativamente la magnitud del cortante basal estático y disminuye el periodo de vibración característico de la estructura así como también las derivas de piso en comparación con los mismos parámetros en las estructuras con pórticos resistentes a momento.
- En cuanto a la determinación de qué tipo de sistema estructural tiene un mejor comportamiento a la resonancia se tienen que analizar varios parámetros: en Quito se están construyendo edificaciones de altura por lo que

las estructuras con muros de corte son las más utilizadas, las estructuras con pórticos resistentes a momento presentan peligro de resonancia en alturas de hasta dos pisos por lo cual se concluye que las estructuras con muros de corte que superen la altura de 8 pisos son las que mejor comportamiento presentan en todo sentido, incluyendo resonancia.

- La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), debería ser más concisa en cuanto a diseño sísmico se refiere, ya que no especifica adecuadamente algunos parámetros en la fase del diseño como por ejemplo: los valores de las secciones agrietadas no se sabe si se trabaja en nivel de análisis o de diseño, el espectro de aceleraciones espectrales obtenidas mediante las curvas de peligro sísmico no concuerda con el espectro obtenido mediante el mapa de zonificación sísmica, el coeficiente de reducción de respuesta castiga con un cortante basal mayor a todas las estructuras, etc.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda actualizar el estudio geotécnico junto con las propiedades de los suelos que existen en la ciudad de Quito ya que el único estudio realizado y utilizado en esta disertación data del año de 1994. Puesto que con la tecnología actual se puede determinar de una manera más exacta el periodo de vibración de los suelos.
- Se recomienda que en el estudio de suelos realizado en cada proyecto conste también el periodo de vibración natural del suelo, con el fin de prevenir que

el periodo de vibración de las estructuras coincidan con el periodo de vibración del suelo.

- Se deberían colocar acelerómetros en estructuras seleccionadas para obtener datos del comportamiento real que tienen las estructuras bajo solicitaciones sísmicas y reajustar los coeficientes y/o ecuaciones en las normas de diseño sísmico.
- Se recomienda la correcta aplicación de las normas de diseño vigentes en el país ya que estas protegen a las estructuras de las causas que pueden llevarlas al colapso.

BIBLIOGRAFIA

- IBÁÑEZ J. Y CARMONA E., “SISMICIDAD VOLCÁNICA”
- (https://www.uclm.es/profesorado/egcardenas/SISMICIDAD_VOLCANICA%5B1%5D.pdf)
- http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Ondas/Ondas.html
- http://www.cienciasfera.com/materiales/biologiageologia/cienciatierra/tema11/21_ondas_ssmicas.html
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, PELIGRO SÍSMICO, Diseño sismo resistente, “CÓDIGO NEC-SE-DS”, 2015
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, “CÓDIGO NEC-SE-HM”, 2015
- MCCALPIN J., “EARTHQUAKE MAGNITUDE SCALES”
- (http://booksite.elsevier.com/9780123735768/casestudies/01~Appendix_1.pdf)
- <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad%20y%20Magnitud.pdf>
- CRISAFULLI F., “DISEÑO SISMO RESISTENTE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO”
- (<http://www.construccionenacero.com/Documents/Dise%C3%B1o%20sismorresistente%20de%20construcciones%20de%20acero.pdf>)
- LOPEZ M., “DISEÑO DE MUROS DE CORTANTE EN EDIFICIOS ALTOS”, 2005
- (<http://tesis.ipn.mx/jspui/bitstream/123456789/7742/1/DISENOMUROS.pdf>)
- <http://www.elespectador.com/impreso/internacional/articuloimpreso-mururoa-recuerdos-de-un-paraiso-nuclear>
- <http://www.fao.org/docrep/w7445s/w7445s03.htm>
- http://sthv.quito.gob.ec/spirales/9_mapas_tematicos/9_13_exposicion_del_dmq/9_13_2_1.html
- <https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3282/5/53973-5.pdf>
- “LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS SUELOS”
- <https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3363/7/36067-7.pdf>
- <http://uningenierocivil.blogspot.com/2011/03/densidad-porosidad-e-indice-de-vacios.html>
- http://www2.etcg.upc.edu/asg/engeol/pdf_files/2.propsuel_txt.pdf
- <http://definicion.de/suelo/>

- ALCOCER S., “COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO”
- ([www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad y Magnitud.pdf](http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad_y_Magnitud.pdf))
- “EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS ALTOS DIMENSIONADOS MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS”
(<https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/12325/6/4.EDIFICIOS%20MUROS-PILARES.pdf>)
- MERINO E. Y RÍOS R., “ESTUDIO DE SÍSMOS HIPOTÉTICOS Y ESTIMACIÓN DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS DE LA ZONA VII (Bosque-Pedregal)” 1996
- LOAIZA E. Y NAVAS R., “INFLUENCIA DE LOS SISMOS EN LAS VÍAS”, 1991
- AGUILERA E. Y REINOSO E., “ESTUDIO DE SÍSMOS HIPOTÉTICOS Y ESTIMACIÓN DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS DE LA ZONA INDUSTRIAL SUR DE QUITO”, 1996
- AGUIAR R., “MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO”, 2013
- VALVERDE J., FERNÁNDEZ J., JIMÉNEZ J., VACA T. Y ALARCÓN F., “MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LOS SUELOS DEL DISTRITO METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE QUITO”, 1994